



# Caractérisation du comportement hydraulique et mécanique des géocomposites bentonitiques et d'autres systèmes géosynthétiques utilisés en couverture de centres de stockage de déchets

Heraldo Nunes Pitanga

## ► To cite this version:

Heraldo Nunes Pitanga. Caractérisation du comportement hydraulique et mécanique des géocomposites bentonitiques et d'autres systèmes géosynthétiques utilisés en couverture de centres de stockage de déchets. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2007. Français. NNT: . tel-00260493

**HAL Id: tel-00260493**

**<https://theses.hal.science/tel-00260493>**

Submitted on 4 Mar 2008

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

**Thèse en cotutelle**  
présentée à  
**L' UNIVERSITE GRENOBLE I – JOSEPH FOURIER**  
Ecole Doctorale Terre-Univers-Environnement

et  
**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**  
Escola de Engenharia de São Carlos

Pour l'obtention du titre de  
**DOCTEUR**  
Spécialité: Sciences de la terre et de l'univers et de l'environnement  
par

**Heraldo Nunes PITANGA**

***CARACTERISATION DU COMPORTEMENT HYDRAULIQUE ET MECANIQUE  
DES GEOCOMPOSITES BENTONITIQUES ET D'AUTRES SYSTEMES  
GEOSYNTHETIQUES UTILISES EN COUVERTURE DE CENTRES DE  
STOCKAGE DE DECHETS***

***CARACTERIZAÇÃO DOS COMPORTAMENTOS HIDRÁULICO E MECÂNICO  
DE GEOCOMPOSTOS BENTONÍTICOS E DE OUTROS SISTEMAS  
GEOSSINTÉTICOS DESTINADOS ÀS CAMADAS DE COBERTURA DE  
ATERROS SANITÁRIOS***

Soutenue le 13 Décembre 2007

Jury

Delma de Mattos VIDAL , Pr	Présidente et rapporteur
Irini DJERAN-MAIGRE, Pr	Rapporteur
Orencio Monje VILAR, Pr	Codirecteur de thèse
Patrick PIERSON, Pr	Codirecteur de thèse
Benedito de Souza BUENO, Pr	Invité

Thèse préparée au sein du *Laboratoire d'Étude des Transferts en Hydrologie et Environnement (LTHE)* et du *Laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC)*  
en cotutelle à l'Université Joseph Fourier et Universidade de São Paulo.



## AVANT PROPOS

Ce travail a été réalisé au sein du *Laboratoire d'Étude des Transferts en Hydrologie et Environnement (LTHE)* et du *Laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC)* en cotutelle à l'Université Joseph Fourier (France) et Universidade de São Paulo (Brésil). En France, ce travail a été réalisé sous la direction de Monsieur Patrick PIERSON, Professeur à l'Université Joseph Fourier de Grenoble. Au Brésil, ce travail a été réalisé sous la direction de Monsieur Orencio Monje VILAR, Professeur à l'Universidade de São Paulo. Je les remercie pour la confiance qu'ils m'ont accordé et pour le soutien qu'ils m'ont apporté.

Je tiens à remercier Monsieur Jean-Pierre GOURC, Professeur à l'Université Joseph Fourier, qui m'a beaucoup aidé avec ses conseils et sa rigueur scientifique. Je lui en suis très reconnaissant.

Je tiens à remercier Madame Delma Vidal, Professeur à l'Instituto Tecnológico da Aeronáutica (ITA-Brésil), d'avoir accepté la tâche d'être rapporteur de cette thèse ainsi que la Présidence de mon jury.

J'exprime ma profonde gratitude à Madame Irini DJERAN-MAIGRE, Professeur à l'INSA de Lyon, d'avoir accepté la responsabilité d'être rapporteur de ce travail. Ses remarques m'ont permis d'améliorer la version finale de ce mémoire. Qu'elle en soit grandement remerciée.

Je remercie également Monsieur Benedito de Souza BUENO, Professeur à l'Universidade de São Paulo, qui m'a fait l'honneur d'être membre du jury.

Enfin, un grand merci à Yves Orengo et Henri MORA qui m'ont beaucoup aidé à la mise au point des dispositifs expérimentaux utilisés dans la recherche, ainsi qu'à toutes les personnes qui m'ont aidé au cours de ce travail.



## RESUME

Pitanga, H.N. (2007). *Caractérisation du comportement hydraulique et mécanique des géocomposites bentonitiques et d'autres systèmes géosynthétiques utilisés en couverture de centres de stockage de déchets*. Thèse de Doctorat – Laboratoire d'Étude des Transferts en Hydrologie et Environnement, Université Joseph Fourier. Grenoble; Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos (en cotutelle).

Ce mémoire présente une étude de la perméabilité aux gaz et du frottement d'interface des géocomposites bentonitiques (GCBs) et d'autres systèmes géosynthétiques utilisés en couverture des centres de stockage des déchets. La perméabilité aux gaz a pu être étudiée grâce à la conception d'un équipement et d'une nouvelle méthodologie d'essai permettant la mesure de la perméabilité aux gaz en régime transitoire des géocomposites bentonitiques partiellement hydratés. Comparée à la méthode conventionnelle de détermination de ce paramètre en régime stationnaire, la méthode proposée a donné des résultats similaires, mais plus rapidement et avec un appareillage plus simple.

La caractérisation du frottement d'interface de géosynthétiques a été réalisée à travers l'emploi de l'équipement « plan incliné », adapté aux faibles contraintes de confinement. Cette étude a montré que les géosynthétiques sont sensibles à la déformation cumulée sur leurs surfaces, ce qui joue sur leurs propriétés de résistance au cisaillement d'interface, pouvant augmenter ou réduire la stabilité des interfaces. Cette recherche a permis de conclure qu'il est possible de distinguer les comportements résistants d'interfaces du type sol compacté-géosynthétique soumises à de faibles contraintes de confinement grâce à l'équipement plan incliné. Les constats expérimentaux conduisent à une discussion sur l'usage des géosynthétiques de renforcement du sol de couverture selon la méthodologie constructive traditionnelle qui utilise ces géosynthétiques pour renforcer l'interface sol-géotextile supposée critique. De plus, des interfaces géosynthétiques avec géocomposites bentonitiques ont été étudiées pour évaluer leur comportement résistant en fonction du degré d'hydratation de la composante bentonite, de l'incidence des cycles de séchage-humidification, du ruissellement d'eau au niveau de l'interface, de l'humidification de l'interface et du type de géotextile de contact. Les essais d'interface Géomembrane-GCB ont montré que l'extrusion de bentonite due au chargement appliqué détermine le comportement résistant car la résistance d'interface mobilisée est drastiquement réduite par la lubrification additionnelle de cette bentonite, du fait de l'écoulement de l'eau de ruissellement au niveau de l'interface. Pour les essais d'interface du type GCB-Géosynthétiques de drainage, la résistance mobilisée s'est montrée fortement dépendante de la structure du dispositif de drainage, du type de géotextile en contact et de la consistance de la composante bentonite du GCB.

**Mots-clés :** Géocomposite bentonitique, Géosynthétiques, Perméabilité aux gaz, Frottement d'interface, Centre de stockage de déchets.



## ABSTRACT

Pitanga, H.N. (2007). *Characterization of hydraulic and mechanical behavior of Geosynthetic Clay Liners and other geosynthetic systems that compose sanitary landfill covers*. PhD Thesis – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos; Laboratoire d'Étude des Transferts en Hydrologie et Environnement, Université Joseph Fourier. Grenoble (Doctoral Thesis in cotutelle).

This Thesis deals with the gas permeability and interface shear strength of Geosynthetic Clay Liners (GCLs) and other geosynthetic systems that compose the cover of sanitary landfills. Regarding the gaseous flow, the research shows the development and testing of a new equipment and methodology developed to measure the gas permeability of GCLs under transient flow. The new methodology when compared with the conventional methodology of measuring gas permeability uses simpler equipment that yielded similar results in a quick and faster way. Shear strength interface was measured using the inclined plane apparatus with the specimens under low confining stresses. The investigation showed that geosynthetics are sensible to accumulated deformation on their face what can increase or reduce the shear strength interface. The test results also allowed determining the resistant behavior of compacted soil-geosynthetic interface. The supposition that the soil interfaces are critical in cover systems and that they need a reinforcement geosynthetic is questioned based on test results. The inclined plane apparatus was also used to measure the GCL-geosynthetic shear strength interfaces especially considering the influence of bentonite hydration, drying-wetting cycles, the flow of water on the interface and the types of materials in contact. It is shown that the bentonite extrusion conditioned the shear strength interface, which is reduced when it is lubricated after flow of water on the interface. For the tests of GCL-drainage geosynthetics, the shear strength showed to be dependent of the structure of draining element, type of geotextile and of bentonite consistency.

**Key-words:** Geosynthetic Clay Liner, Geosynthetics, Gas permeability, Interface shear strength, Sanitary landfill.





## RESUMO

Pitanga, H.N. (2007). *Caracterização dos comportamentos hidráulico e mecânico de geocompostos bentoníticos e de outros sistemas geossintéticos destinados às camadas de cobertura de aterros sanitários*. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos; Laboratoire d'Étude des Transferts en Hydrologie et Environnement, Université Joseph Fourier. Grenoble (em cotutela).

Esta tese consiste no estudo da permeabilidade à gás e da resistência ao cisalhamento de interface de geocompostos bentoníticos (GCLs) e de outros sistemas geossintéticos que compõem as camadas de cobertura de aterros sanitários. Com relação ao fluxo gasoso, a pesquisa teve o propósito de apresentar um equipamento e propor uma nova metodologia de ensaio destinada a medir a permeabilidade a gás de GCLs parcialmente hidratados sob regime de fluxo transiente. Comparada à metodologia convencional de determinação desse parâmetro sob regime de fluxo permanente, o método proposto forneceu resultados similares, porém de um modo mais rápido e por meio de uma aparelhagem mais simples. O atrito de interface de geossintéticos foi estudado mediante o emprego do equipamento plano inclinado, sob baixas tensões de confinamento. O estudo mostrou que os geossintéticos são sensíveis à deformação acumulada sobre sua superfície que pode implicar um aumento ou uma redução da resistência de interface. A pesquisa permitiu concluir que é possível distinguir o comportamento resistente de interfaces do tipo solo compactado-geossintético submetidas a baixas tensões confinantes via equipamento de plano inclinado. As constatações experimentais permitem questionar o uso de geossintéticos de reforço do solo de cobertura segundo a metodologia construtiva tradicional que considera a necessidade de emprego destes geossintéticos para reforçar a interface solo-geotêxtil suposta crítica. Além disso, interfaces geossintéticas contemplando GCLs foram estudadas a fim de se avaliar o comportamento resistente desses sistemas conforme o grau de hidratação da bentonita, a incidência de ciclos de secagem e umedecimento, o escoamento de água no nível da interface, a umidificação da interface e o tipo de material de contato. Os ensaios de interface Geomembrana-GCL mostraram que a extrusão da bentonita, devida ao carregamento aplicado, determina o comportamento resistente da interface, visto que a resistência ao cisalhamento mobilizada é fortemente reduzida pela lubrificação adicional desta bentonita quando da incidência de um escoamento de água na interface. Para os ensaios de interface do tipo GCL-Geossintéticos de drenagem, a resistência mobilizada se mostrou dependente da estrutura do elemento drenante, do tipo de geotêxtil de contato e da consistência da componente bentonita do GCL.

**Palavras-chave :** Geocomposto bentonítico, Geossintéticos, Permeabilidade à gás, Resistência de interface, Aterro sanitário.



## **TABLE DES MATIERES (SUMÁRIO)**

<b>1 INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
1.1 Contexte de l'étude	1
1.2 Objectifs de la thèse	2
1.3 Organisation du mémoire de thèse	3
<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>5</b>
1.1 Contexto do estudo	5
1.2 Objetivos da tese	6
1.3 Organização da tese	7
<b>2 LES GEOSYNTHETIQUES ET LEURS APPLICATIONS AUX OUVRAGES DE PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT</b>	<b>9</b>
Résumé et conclusions	9
<b>2 GEOSSINTÉTICOS EM APLICAÇÕES AMBIENTAIS</b>	<b>11</b>
2.1 Introdução	11
2.2 Os geocompostos bentoníticos e suas aplicações	17
2.3 Equivalência de sistemas de revestimento contendo GCLs	23
2.4 Pesquisas sobre GCLs	27
2.4.1 Introdução	27
2.4.2 Aplicações em obras de engenharia	27
2.4.3 Propriedades hidráulicas	28
2.4.4 Resistência ao cisalhamento	29
2.4.5 Suscetibilidade à dessecação	29
2.4.6 Equivalência de sistemas de revestimento composto	30

2.4.7 Propriedades da bentonita	30
2.4.8 Regulamentações ambientais e normas de ensaio	30
2.5 Resumo e conclusões	30
<b>3 TRANSPORT DES GAZ A TRAVERS DES GEOCOMPOSITES BENTONITIQUES</b>	33
Résumé et conclusions	33
<b>3 TRANSPORTE DE GASES ATRAVÉS DE GEOCOMPOSTOS BENTONÍTICOS</b>	35
3.1 Introdução	35
3.2 Mecanismo de transporte de gás	37
3.2.1 Considerações gerais	37
3.2.2 Permeabilidade a gás sob regime de fluxo permanente: fundamentação teórica	38
3.2.3 Permeabilidade sob regime de fluxo transiente	40
3.3 Permeabilidade a gás de GCLs	41
3.4 Resumo e conclusões	50
<b>4 RECHERCHE EXPERIMENTALE SUR LA PERMEABILITE AU GAZ DE GEOCOMPOSITES BENTONITIQUES</b>	51
4.1 Introduction	51
4.2 Principe général et modèle analytique	51
4.3 La cellule de test	55
4.4 Opération d'étalonnage	61
4.5 Préparation des échantillons	64
4.6 Procédure d'essai: résumé	66
4.7 Résultats	68
4.8 Résumé et conclusions	72

<b>ANNEXE</b>	74
<b>4 TRABALHO EXPERIMENTAL SOBRE A PERMEABILIDADE A GÁS DE GEOCOMPOSTOS BENTONÍTICOS</b>	81
<b>4.1 Introdução</b>	81
<b>4.2 Princípio geral e modelo matemático</b>	81
<b>4.3 Equipamento proposto</b>	85
<b>4.4 Calibração do equipamento</b>	92
<b>4.4.1 Introdução</b>	92
<b>4.4.2 Aferição das condições de estanqueidade da célula</b>	92
<b>4.4.3 Aferição da deformação imposta à amostra de GCL</b>	94
<b>4.5 Preparação das amostras de ensaio</b>	95
<b>4.6 Procedimento de ensaio</b>	97
<b>4.7 Resultados</b>	99
<b>4.8 Resumo e conclusões</b>	103
<b>ANEXO</b>	105
<b>5 RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'INTERFACES GEOSYNTHETIQUES</b>	111
<b>Résumé et conclusions</b>	111
<b>5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE INTERFACES GEOSSINTÉTICAS</b>	113
<b>5.1 Introdução</b>	113
<b>5.2 Resistência ao cisalhamento de interface: considerações gerais</b>	113
<b>5.3 Sistema de cobertura de aterros sanitários</b>	121
<b>5.4 Resistência ao cisalhamento de pico ou residual</b>	123

<b>5.5 Deformação cisalhante induzida e resistência de interfaces geossintéticas</b>	<b>124</b>
<b>5.6 Resistência ao cisalhamento de GCLs</b>	<b>125</b>
<b>5.6.1 Introdução</b>	<b>125</b>
<b>5.6.2 Equipamentos de ensaio</b>	<b>126</b>
<b>5.6.2.1 Caixa de cisalhamento direto</b>	<b>126</b>
<b>5.6.2.2 Plano inclinado</b>	<b>127</b>
<b>5.6.2.3 Anel de cisalhamento</b>	<b>127</b>
<b>5.6.2.4 Considerações finais</b>	<b>128</b>
<b>5.6.3 Resistência ao cisalhamento interno e de interface de GCLs</b>	<b>128</b>
<b>5.6.3.1. Considerações iniciais</b>	<b>128</b>
<b>5.6.3.2 Valores de resistência ao cisalhamento interno e de interface de GCLs</b>	<b>129</b>
<b>5.6.3.2.1 Valores de resistência ao cisalhamento interno de GCLs</b>	<b>129</b>
<b>5.6.3.2.2 Valores de resistência ao cisalhamento de interface de GCLs</b>	<b>136</b>
<b>5.6.3.3 Considerações finais</b>	<b>143</b>
<b>5.7 Resumo e conclusões</b>	<b>144</b>
<b>6 RECHERCHE EXPERIMENTALE SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'INTERFACES AVEC GEOSYNTHETIQUES</b>	<b>147</b>
<hr/>	
<b>6.1 Introduction</b>	<b>147</b>
<b>6.2 Essais au plan incliné</b>	<b>148</b>
<b>6.2.1 Principes généraux</b>	<b>148</b>
<b>6.2.2 Interprétation statique de l'essai</b>	<b>151</b>
<b>6.2.3 Interprétation dynamique de l'essai</b>	<b>152</b>
<b>6.3 Programme d'étude expérimentale concernant la résistance au cisaillement d'interfaces géosynthétique-géosynthétique</b>	<b>156</b>

6.3.1 Matériaux étudiés	156
6.3.2 Essais de déformation cumulée	156
6.3.3 Essais d'inversion de la position relative entre les éléments d'interface	157
6.3.4 Résultats: influence de la déformation cumulée	157
6.3.4.1 Interface GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PEHDC</sub>	157
6.3.4.2 Interface GS <sub>8mm</sub> -GM <sub>PEHDC</sub>	161
6.3.4.3 Interface GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PP</sub>	162
6.3.4.4 Interface GM <sub>PEHDB</sub> -GS <sub>6mm</sub>	163
6.3.4.5 Interface GM <sub>PEHDA</sub> -GS <sub>6mm</sub>	164
6.3.4.6 Interface GM <sub>PEHDA</sub> -GS <sub>8mm</sub>	165
6.3.5 Résultats : influence de la position relative des éléments de l'interface	167
6.3.5.1 Système GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PEHDC</sub>	167
6.3.5.2 Système GS <sub>8mm</sub> -GM <sub>PEHDC</sub>	171
6.3.5.3 Système GS <sub>8mm</sub> -GM <sub>PEHDA</sub>	172
6.3.5.4 Système GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PEHDB</sub>	173
6.3.5.5 Système GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PVC</sub>	173
6.3.5.6 Système GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PP</sub>	174
6.3.6 Conclusions générales: résistance au cisaillement d'interfaces du type géosynthétique-géosynthétique	175
6.4 Programme d'étude expérimentale concernant la résistance au cisaillement d'interfaces sol compacté-géosynthétique	177
6.4.1 Matériaux étudiés	177
6.4.2 Essai de frottement d'interface sol compacté-géosynthétique	180
6.4.3 Résultats: résistance au cisaillement d'interfaces sol compacté-géosynthétique	181



6.4.3.1	Caractérisation de la résistance au cisaillement d'interfaces sol compacté-géosynthétique lisse	181
6.4.3.2	Caractérisation de la résistance au cisaillement d'interfaces sol compacté-géosynthétique de renforcement	188
6.4.4	Analyse comparative: condition de stabilité du sol de couverture des pentes de centres de stockage de déchets (interface sol – sol)	191
6.4.5	Conclusions concernant la résistance au cisaillement d'interfaces sol compacté-géosynthétique	196
6.5	Résumé et conclusions	197
<b>6</b>	<b>TRABALHO EXPERIMENTAL SOBRE A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE INTERFACES GEOSSINTÉTICAS</b>	<b>199</b>
6.1	Introdução	199
6.2	Ensaio plano inclinado	200
6.2.1	Princípios gerais	200
6.2.2	Interpretação estática do ensaio	202
6.2.3	Interpretação dinâmica do ensaio	204
6.3	Trabalho experimental sobre a resistência ao cisalhamento de interfaces geossintético-geossintético	208
6.3.1	Materiais	208
6.3.2	Metodologia de ensaio	208
6.3.3	Ensaio de deformação acumulada	210
6.3.4	Ensaio de inversão da posição relativa entre os elementos da interface	210
6.3.5	Resultados: influência da deformação acumulada	211
6.3.5.1	Interface GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PEADc</sub>	211
6.3.5.2	Interface GS <sub>8mm</sub> -GM <sub>PEADc</sub>	214
6.3.5.3	Interface GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PP</sub>	215

6.3.5.4 Interface GM <sub>PEADb</sub> -GS <sub>6mm</sub>	216
6.3.5.5 Interface GM <sub>PEADa</sub> -GS <sub>6mm</sub>	217
6.3.5.6 Interface GM <sub>PEADa</sub> -GS <sub>8mm</sub>	218
6.3.6 Resultados: influência da posição relativa entre os elementos da interface	220
6.3.6.1 Sistema GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PEADc</sub>	220
6.3.6.2 Sistema GS <sub>8mm</sub> -GM <sub>PEADc</sub>	224
6.3.6.3 Sistema GS <sub>8mm</sub> -GM <sub>PEADa</sub>	225
6.3.6.4 Sistema GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PEADb</sub>	226
6.3.6.5 Sistema GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PVC</sub>	226
6.3.6.6 Sistema GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PP</sub>	227
6.3.7 Conclusões gerais: resistência ao cisalhamento de interfaces geossintético-geossintético	228
6.4 Trabalho experimental sobre a resistência ao cisalhamento de interfaces solo compactado-geossintético	230
6.4.1 Materiais	230
6.4.2 Metodologia de ensaio	233
6.4.2.1 Configuração geral do equipamento de ensaio	233
6.4.2.2 Calibração do equipamento de ensaio	234
6.4.3 Resultados: resistência ao cisalhamento de interfaces solo compactado-geossintético	236
6.4.3.1 Interfaces solo compactado-geossintético liso	236
6.4.3.2 Interfaces solo compactado-geossintético de reforço	243
6.4.4 Análise comparativa: condições de estabilidade do solo de cobertura de taludes de aterros sanitários	246
6.4.5 Conclusões gerais: resistência ao cisalhamento de interfaces solo compactado-geossintético	251
6.5 Resumo e conclusões	252

<b>7</b>	<b>RECHERCHE EXPERIMENTALE SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES INTERFACES AVEC GEOCOMPOSITES BENTONITIQUES</b>	<b>255</b>
<b>7.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>255</b>
<b>7.2</b>	<b>Matériaux</b>	<b>255</b>
<b>7.3</b>	<b>Méthodologie d'essai</b>	<b>257</b>
<b>7.3.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>257</b>
<b>7.3.2</b>	<b>Plan incliné modifié pour les essais de ruissellement d'eau</b>	<b>257</b>
<b>7.3.3</b>	<b>Préparation des échantillons de GCB</b>	<b>258</b>
<b>7.3.3.1</b>	<b>Hydratation sous confinement</b>	<b>258</b>
<b>7.3.3.2</b>	<b>Dessication des échantillons de GCB hydratés</b>	<b>259</b>
<b>7.3.3.3</b>	<b>Hydratation libre du GCB</b>	<b>261</b>
<b>7.4</b>	<b>Résultats</b>	<b>261</b>
<b>7.4.1</b>	<b>Essais de résistance au cisaillement des interfaces Géomembrane-GCB</b>	<b>261</b>
<b>7.4.1.1</b>	<b>Interface Géomembrane PEHDc-GCB BF</b>	<b>261</b>
<b>7.4.1.2</b>	<b>Interface Géomembrane PVC-GCB BF</b>	<b>266</b>
<b>7.4.2</b>	<b>Essais de résistance au cisaillement des interfaces GCB- Géosynthétiques de drainage</b>	<b>268</b>
<b>7.4.2.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>268</b>
<b>7.4.2.2</b>	<b>Interface GCB BF-Géospaceur</b>	<b>269</b>
<b>7.4.2.3</b>	<b>Interface GCB BF-Géonet</b>	<b>275</b>
<b>7.5</b>	<b>Résumé et conclusions</b>	<b>277</b>
<b>7</b>	<b>TRABALHO EXPERIMENTAL SOBRE A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE INTERFACES GCL</b>	<b>279</b>
<b>7.1</b>	<b>Introdução</b>	<b>279</b>

<b>7.2 Materiais</b>	279
<b>7.3 Metodologia de ensaio</b>	281
<b>7.3.1 Introdução</b>	281
<b>7.3.2 Plano inclinado modificado para ensaios de escoamento de água</b>	281
<b>7.3.3 Preparação das amostras de GCL</b>	282
<b>7.3.3.1 Hidratação sob confinamento</b>	282
<b>7.3.3.2 Dessecação de amostras de GCL hidratadas</b>	284
<b>7.3.3.3 Hidratação livre de amostras de GCL</b>	285
<b>7.4 Resultados</b>	285
<b>7.4.1 Ensaio de resistência ao cisalhamento de interfaces Geomembrana-GCL</b>	285
<b>7.4.1.1 Interface Geomembrana PEAD-GCL BF</b>	285
<b>7.4.1.2 Interface Geomembrana PVC-GCL BF</b>	291
<b>7.4.2 Ensaio de resistência ao cisalhamento de interfaces GCL-Geossintéticos de drenagem</b>	292
<b>7.4.2.1 Interface GCL BF-Geoespaçador</b>	293
<b>7.4.2.2 Interface GCL BF-Georrede</b>	299
<b>7.5 Resumo e conclusões</b>	301
<b>8 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES</b>	303
<b>8.1 Conclusions</b>	303
<b>8.1.1 Recherche expérimentale sur la perméabilité aux gaz de géocomposites bentonitiques (GCBs)</b>	303
<b>8.1.2 Recherche expérimentale sur la résistance au cisaillement d'interfaces géosynthétique-géosynthétique</b>	304
<b>8.1.3 Recherche expérimentale sur la résistance au cisaillement d'interfaces sol compacté-géosynthétique</b>	304

8.1.4 Recherche expérimentale sur la résistance au cisaillement des interfaces avec géocomposites bentonitiques	305
8.2 Perspectives et suggestions pour les recherches futures	306
<b>8 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS</b>	307
<hr/>	
8.1 Conclusões	307
8.1.1 Trabalho experimental sobre a permeabilidade a gás de geocompostos bentoníticos (GCLs)	307
8.1.2 Trabalho experimental sobre a resistência ao cisalhamento de interfaces do tipo geossintético-geossintético	308
8.1.3 Trabalho experimental sobre a resistência ao cisalhamento de interfaces do tipo solo compactado-geossintético	308
8.1.4 Trabalho experimental sobre a resistência ao cisalhamento de interfaces GCL	309
8.2 Perspectivas e sugestões de trabalhos futuros	310
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES (REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS)</b>	311
<hr/>	
<b>APÊNDICE A</b>	

## LISTE DES FIGURES

### Chapitre 2

Figure 2.1. Dispositifs d'étanchéité établis par les bureaux de protection de l'environnement des États-Unis (US EPA): dispositif en couverture (a,b); dispositif en fond (c,d) (Carson, 1995). Note: SRCS: Dispositif d'Étanchéité Composite Simple; SRCD: Dispositif d'Étanchéité Composite Double.	12
Figure 2.2. Applications multiples des géosynthétiques dans les centres de stockage de déchets (Zornberg & Christopher, 1999).	16
Figure 2.3. Types principaux de GCBs disponibles dans le marché des géosynthétiques (Eichenauer & Reither, 2002).	17
Figure 2.4. Phénomène d'échange cationique dans le GCB et conséquences correspondantes sur ses propriétés hydrauliques (Melchior, 2002).	19
Figure 2.5. Images de microscopie électronique des respectifs aspects microstructuraux de la montmorillonite sodique (a) et calcique cation-exchangée (b) (Melchior, 2002).	20
Figure 2.6. GCB en couverture de centres de stockage de déchets (Heerten, 2002).	21
Figure 2.7. GCB en dispositif d'étanchéité en fond de centre de stockage de déchets (Heerten, 2002).	22
Figure 2.8. GCB en dispositif d'étanchéité de canaux navigables (Heerten, 2002).	22
Figure 2.9. GCB en dispositif d'étanchéité d'aires au-dessus de nappes phréatiques (Heerten, 2002).	23

### Chapitre 3

Figure 3.1. Flux de gaz à travers d'un échantillon de matériau poreux (GCB par exemple).	39
Figure 3.2. Schéma général de l'équipement employé par Brace et al. (1968) pour mesurer la perméabilité à l'eau en régime transitoire.	40
Figure 3.3. Section transversale de la cellule de perméabilité proposée par Bouazza & Vangpaisal (2002).	41
Figure 3.4. Variation de la perméabilité intrinsèque à l'azote ( $k$ ) avec la teneur en eau des échantillons de GCB (Bouazza et al., 2002b).	42
Figure 3.5. Effet de la dessiccation sur la perméabilité intrinsèque à l'azote ( $k$ ) des échantillons de GCB (Vangpaisal et al., 2002).	44
Figure 3.6. Dispositif d'essai de perméabilité aux gaz de GCBs proposé par Didier et al. (2000).	44
Figure 3.7. Variation de la perméabilité intrinsèque à l'azote ( $k$ ) avec la teneur en eau volumique des échantillons de GCB (Didier et al., 2000).	45

Figure 3.8. Dispositif d'essai de perméabilité à l'air des échantillons de GCB proposé par Shan & Yao (2000).	46
Figure 3.9. Variation de la perméabilité à l'air ( $\gamma$ ) avec la teneur en eau des échantillons de GCB desséchés (Shan & Yao, 2000).	47
Figure 3.10. Assemblage pour la déformation axisymétrique du GCB (a) et aspect de l'échantillon déformé (b) (Bouazza & Vangpaisal, 2004).	48
Figure 3.11. Variation du flux de gaz azote avec la teneur en eau des échantillons de GCB préalablement déformés sous la condition sèche (Bouazza & Vangpaisal, 2004).	48
Figure 3.12. Variation du flux de gaz azote avec la teneur en eau des échantillons de GCB préalablement déformés sous la condition hydratée (Bouazza & Vangpaisal, 2004).	49
 <b>Chapitre 4</b>	
Figure 4.1. Schéma du principe général de l'essai de « chute de pression ».	51
Figure 4.2. Section transversale de la cellule d'essai proposée : (a) front ; (b) vue demi-radiale.	55
Figure 4.3. Schéma du dispositif proposé.	56
Figure 4.4. Les composants principaux de la cellule de perméabilité.	57
Figure 4.4. Suite.	58
Figure 4.4. Suite.	59
Figure 4.5. Composants et accessoires de l'essai de perméabilité.	60
Figure 4.6. Essais de vérification des conditions d'étanchéité au gaz de la cellule de perméabilité : pression relative en fonction du temps.	61
Figure 4.7. Essai de vérification des conditions de isolation thermique de la cellule de perméabilité : température en fonction du temps.	62
Figure 4.8. Essai de vérification des conditions d'étanchéité et d'isolation thermique de la cellule de perméabilité inférieure : pression relative en fonction du temps.	62
Figure 4.9. Déformée reproduite sur la surface du moule poreux (sans échelle).	63
Figure 4.10. Détails de l'aspect de la surface du GCB après l'imposition de la déformation.	64
Figure 4.11. Méthodologie de préparation des échantillons de GCB destinés aux essais de perméabilité.	65
Figure 4.12. Procédure de détermination de l'épaisseur.	66
Figure 4.13. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps: échantillon de GCB avec $w=68\%$ .	69
Figure 4.14. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec $w=68\%$ : partie linéaire.	70

Figure 4.15. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec w=60,4%: (a) $P(t)-P_{atm}$ versus t; (b) $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$ versus t.	74
Figure 4.16. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec w=66%: (a) $P(t)-P_{atm}$ versus t; (b) $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$ versus t.	75
Figure 4.17. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec w=72,4%: (a) $P(t)-P_{atm}$ versus t; (b) $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$ versus t.	76
Figure 4.18. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec w=73,7%: (a) $P(t)-P_{atm}$ versus t; (b) $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$ versus t.	77
Figure 4.19. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec w=94,1%: (a) $P(t)-P_{atm}$ versus t; (b) $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$ versus t.	78
Figure 4.20. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec w=99,7%: (a) $P(t)-P_{atm}$ versus t; (b) $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$ versus t.	79
Figure 4.21. Perméabilité intrinsèque ( $k$ ) à l'azote versus teneur en eau de GCBs hydratés sans confinement (hydratation libre) et testés sous contrainte d'essai de 20 kPa.	71
 <b>Chapitre 5</b>	
Figure 5.1. Résistance au cisaillement des interfaces géosynthétiques: (a) rapport contrainte cisailante ( $\tau$ ) versus déplacement ( $\delta$ ); (b) enveloppe de rupture typique.	114
Figure 5.2. Représentation schématique de la mobilisation progressive de la résistance d'interface d'un système d'étanchéité en fond d'un centre de stockage de déchets (Filz et al., 2001).	115
Figure 5.3. Représentation générale des principaux types d'équipements destinés à la détermination de la résistance d'interface des géosynthétiques.	116
Figure 5.4. Exemple d'un système de couverture d'un centre de stockage de déchets.	121
Figure 5.5. Résistance au cisaillement de pic de GCBs renforcés et non renforcés (McCartney et al., 2002).	135
Figure 5.6. Résistance au cisaillement résiduelle de GCBs renforcés et non renforcés (McCartney et al., 2002).	136
Figure 5.7. Résistance au cisaillement de pic ( $\tau_p$ ) des interfaces Géomembrane/GCB: (a) face géotextile tissée (T) du GCB; (b) face géotextile non tissée (NT) du GCB. Note: GM <sub>l</sub> : Géomembrane lisse; GM <sub>t</sub> : Géomembrane texturée; $\sigma_{n,c}$ : Contrainte normale au cisaillement.	140



Figure 5.8. Résistance au cisaillement sous grands déplacements ( $\tau_{50}$ , $\tau_{200}$ ) des interfaces Géomembrane/GCB: (a) face géotextile tissée (T) du GCB; (b) face géotextile non tissée (NT) du GCB hydraté. Note: GM <sub>l</sub> : Géomembrane lisse; GM <sub>t</sub> : Géomembrane texturée; $\sigma_{n,c}$ : Contrainte normale au cisaillement.	141
Figure 5.9. Résistance au cisaillement des interfaces Géocomposite de Drainage (GD)/GCB: (a) résistance au cisaillement de pic ( $\tau_p$ ); (b) résistance au cisaillement sous grands déplacements ( $\tau_{50}$ ou $\tau_r$ ). Note: GM-GCB: face correspondant à une lame de géomembrane modérément texturée liée à une face du GCB.	142
<b>Chapitre 6</b>	
Figure 6.1. Schéma de l'essai au plan incliné: (a) configuration des essais d'interface sol-géosynthétique; (b) configuration des essais géosynthétique-géosynthétique. Note: $\alpha(t)$ : déplacement versus temps; $\beta(t)$ : angle d'inclinaison versus temps; $\theta$ : angle d'inclinaison des parois du boîtier.	148
Figure 6.2. Configuration des essais d'interfaces géosynthétique-géosynthétique.	149
Figure 6.3. Différentes phases d'un essai au plan incliné: (a) Phase 1, phase statique; (b) Phase 2, phase transitoire; (c) Phase 3, phase de glissement non stabilisé ( $\gamma$ : accélération du système; $\beta_0$ : angle de mobilisation du déplacement initial; $\beta_s$ : angle de déplacement non stabilisé).	150
Figure 6.4. Différents mécanismes de glissement au plan incliné: (a) brutal (rigide-plastique), (b) saccadé (stick-slip) et (c) progressif (écrouissage).	150
Figure 6.5. Équilibre statique limite du boîtier supérieur.	151
Figure 6.6. Schéma des configurations d'essai sur plan incliné et détails de la transmission de charges: (a) boîtier rempli de sol; (b) plaque de surcharge.	152
Figure 6.7. Analyse de la condition d'équilibre dynamique du boîtier supérieur pendant la phase de glissement non-stabilisé.	153
Figure 6.8. Détermination de l'accélération $\gamma$ à partir des données de la phase de glissement non-stabilisé d'un essai au plan incliné (interface géospaceur-géomembrane).	154
Figure 6.9. Essai dynamique pour l'obtention du frottement dynamique ( $\phi^{dyn}$ ) des interfaces géosynthétique-géosynthétique.	155
Figure 6.10. Géospaceurs utilisés.	156
Figure 6.11. Représentation schématique des différentes positions relatives entre les éléments d'un même système géosynthétique: (a) interface géospaceur-géomembrane (GS-GM); (b) interface géomembrane-géospaceur (GM-GS).	157
Figure 6.12. Essais de déformation cumulée sur l'interface GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PEHDC</sub> : influence sur les paramètres statiques.	158
Figure 6.13. Essais de déformation cumulée sur l'interface GS <sub>6mm</sub> -GM <sub>PEHDC</sub> : influence sur la phase de glissement non stabilisé.	158
Figure 6.13. Suite.	159
Figure 6.14. Essais dynamiques sur l'échantillon représentatif de l'interface GS6-GM <sub>PEHDC</sub> soumise aux cycles de déformation cumulée.	160

Figure 6.15. Essais de déformation cumulée sur l'interface $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDC}$ : influence sur les paramètres statiques.	161
Figure 6.16. Essais de déformation cumulée sur l'interface $GS_{6mm}$ - $GM_{PP}$ .	162
Figure 6.17. Essais de déformation cumulée sur l'interface $GM_{PEHDb}$ - $GS_{6mm}$ .	163
Figure 6.18. Essais de déformation cumulée sur l'interface $GM_{PEHDa}$ - $GS_{6mm}$ .	164
Figure 6.19. Courbes $\delta(\beta)$ du système $GM_{PEHDa}$ - $GS_{8mm}$ : déplacements jusqu'à 50 mm.	165
Figure 6.20. Courbes $\delta(\beta)$ de l'interface $GM_{PEHDa}$ - $GS_{8mm}$ : comportement du type « stick-slip » ou saccadé de l'interface géosynthétique.	166
Figure 6.21. Influence du cumul de déformation sur le comportement sous glissement de l'interface $GM_{PEHDa}$ - $GS_{8mm}$ : échantillons 2 et 3.	166
Figure 6.22. Courbes $\delta(\beta)$ du système $GS_{6mm}$ - $GM_{PEHDC}$ : influence de la position relative.	167
Figure 6.23. Influence de la position relative: paramètre de frottement $\beta_0$ des interfaces $GM_{PEHDC}$ - $GS_6$ (a,b) et $GS_6$ - $GM_{PEHDC}$ (c,d).	168
Figure 6.24. Résultats des essais dynamiques sur les échantillons représentatifs de l'interface $GM_{PEHDC}$ - $GS_6$ .	169
Figure 6.25. Résultats des essais dynamiques sur les échantillons représentatifs de l'interface $GS_6$ - $GM_{PEHDC}$ .	170
Figure 6.26. Courbes $\delta(\beta)$ du système $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDC}$ : influence de la position relative.	171
Figure 6.27. Courbes $\delta(\beta)$ du système $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDa}$ : influence de la position relative.	172
Figure 6.28. Courbes $\delta(\beta)$ du système $GS_{6mm}$ - $GM_{PEHDb}$ : influence de la position relative.	173
Figure 6.29. Courbes $\delta(\beta)$ du système $GS_{6mm}$ - $GM_{PVC}$ : influence de la position relative.	174
Figure 6.30. Courbes $\delta(\beta)$ du système $GS_{6mm}$ - $GM_{PP}$ : influence de la position relative.	175
Figure 6.31. Géosynthétiques et sol employés dans les essais d'interface sol compacté-géosynthétique: (a) Géocomposite géotextile thermolié-géospaceur de 6 mm; (b) Géocomposite géotextile aiguilleté-géospaceur de 6 mm; (c) Sol « Sablon d'Isère » (à gauche) et Géocomposite géotextile tissé-géospaceur de 6 mm (à droite); (d) géosynthétique de renforcement Bleu; (e) géosynthétique de renforcement Robulon; (f) géosynthétique de renforcement GeolonPet.	178
Figure 6.32. Courbe de compactage Proctor Normal du sol « Sablon d'Isère ».	178
Figure 6.33. Courbe de granulométrie du sol « Sablon d'Isère » (Gavin, 2005).	179
Figure 6.34. Essai de cisaillement direct à la boîte de grandes dimensions (30 x 30 cm <sup>2</sup> ) sur des échantillons compactés du sol « Sablon d'Isère »: courbes contrainte de cisaillement versus déplacement horizontal.	179
Figure 6.35. Essai de cisaillement direct à la boîte de grandes dimensions (30 x 30 cm <sup>2</sup> ) sur des échantillons compactés du sol « Sablon d'Isère »: enveloppe linéaire de rupture.	180
Figure 6.36. Équipement plan incliné employé pour les essais d'interface sol compacté-géosynthétique: (a) configuration générale de l'appareillage d'essai avec le boîtier supérieur; (b) boîtier et accessoires pour le compactage du sol.	180

Figure 6.37. Courbes $\alpha/\beta$ correspondant aux interfaces du type sol compacté-géosynthétique lisse.	182
Figure 6.38. Aspects de la surface du géosynthétique après le glissement non stabilisé: (a), (b), (c) surface de la géomembrane ( $GM_{PEHDC}$ ); (d), (e), (f) surface du géotextile aiguilleté ( $GS6GT_{agui}$ ) (respectivement pour les contraintes de confinement 2,8 kPa, 5,9 kPa et 10,4 kPa).	183
Figure 6.39. Enveloppes de frottement statique $\phi_{s0}$ correspondant aux interfaces sol compacté-géosynthétique lisse.	184
Figure 6.40. Paramètre de frottement statique $\phi$ , versus contrainte de confinement pour les interfaces sol compacté-géosynthétique lisse.	185
Figure 6.41. Paramètre de frottement dynamique $\phi^{dyn}$ versus contrainte de confinement pour les interfaces sol compacté-géosynthétique lisse.	185
Figure 6.42. Mécanisme de glissement progressif particulier aux interfaces du type sol compacté-géosynthétique lisse testées.	187
Figure 6.43. Courbes $\alpha/\beta$ correspondant aux interfaces du type sol compacté-géosynthétique de renforcement.	188
Figure 6.43. Suite.	189
Figure 6.44. Paramètre de frottement statique $\phi_{s0}$ versus contrainte de confinement pour les interfaces sol compacté-géosynthétique de renforcement.	189
Figure 6.45. Paramètre de frottement statique $\phi$ , versus contrainte de confinement pour les interfaces sol compacté-géosynthétique de renforcement.	189
Figure 6.46. Paramètre de frottement dynamique $\phi^{dyn}$ versus contrainte de confinement pour les interfaces sol compacté-géosynthétique de renforcement.	190
Figure 6.47. Adaptation du plan support de l'équipement plan incliné pour la réalisation d'essais du type sol compacté-sol compacté: (a) schéma général de l'essai; (b) bac de compactage vide; (c) bac rempli de sol lâche qui va être compacté; (d) surface du sol compacté; (e) boîtier supérieur avec du sol compacté placé sur la surface du sol compacté dans le bac (détail de l'espacement $e=6,5$ mm entre le boîtier et le plan de glissement).	192
Figure 6.48. Surfaces de rupture caractéristiques des essais du type sol compacté-sol compacté ( $\gamma_h=14,2\text{kN/m}^3$ ) réalisés au plan incliné: (a) $\sigma_0=2,8$ kPa; (b) $\sigma_0=5,9$ kPa; (c) $\sigma_0=10,4\text{kPa}$ .	193
Figure 6.49. Courbes $\alpha/\beta$ correspondant à l'ensemble des interfaces étudiées (sol compacté-géosynthétique, sol compacté-sol compacté): $\sigma_0=2,8$ kPa.	194
Figure 6.49. Suite : $\sigma_0=5,9$ kPa et $\sigma_0=10,4$ kPa.	195
Figure 6.50. Enveloppes de frottement statique des interfaces étudiées (sol compacté-géosynthétique, sol compacté-sol compacté).	196

## Chapitre 7

Figure 7.1. Matériaux géosynthétiques utilisés dans le programme de recherche sur les interfaces GCB. Note: GT NT: Géotextile non tissé; GT T: Géotextile tissé; GT NT+T: Géotextile non tissé renforcé par film tissé.	256
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----

Figure 7.2. Schéma de l'essai au plan incliné modifié pour les essais de ruissellement d'eau.	257
Figure 7.3. Équipement plan incliné modifié pour permettre la réalisation d'essais de ruissellement d'eau sur l'interface: (a) plan support avec réservoir amont; (b) détails du réservoir d'alimentation d'eau; (c) lame d'eau qui sort du réservoir amont vers la surface géosynthétique inférieure; (d) vue de face des lames d'eau qui ruissellent sur la surface du géosynthétique inférieur; (e) exemple d'essai.	258
Figure 7.4. Hydratation sous confinement des échantillons de GCB destinés aux essais d'interface avec les géomembranes: (a) échantillon de GCB coupé; (b) bac de confinement avec géotextile au fond; (c) mise en place de l'échantillon de GCB à l'intérieur du bac; (d) géotextile de protection posé sur l'échantillon de GCB; (e) contrainte de confinement appliquée par des graviers calibrés; (f) mise en place de l'eau d'hydratation du GCB au-dessus du gravier.	259
Figure 7.5. Chambre de dessiccation destinée au séchage des échantillons de GCB hydratés : (a) échantillons de GCB hydratés; (b) géomembrane posée sur l'échantillon de GCB hydraté; (c) couche de gravier destinée à maintenir le contact entre la géomembrane et le GCB; (d) système de chauffage; (e) et (f): thermomètre digital.	260
Figure 7.6. Courbes $\alpha/\beta$ représentatives de l'interface $GM_{PEHDC}$ -GCB BF soumise à $\sigma_o=5,1$ kPa. Note: GCB BF hydr: échantillon de GCB BF hydraté; GCB BF dessic: échantillon de GCB BF soumis à la dessiccation; GCB BF dessic-ruiss: échantillon de GCB BF soumis à la dessiccation et au ruissellement d'eau.	262
Figure 7.7. Détails des aspects superficiels des échantillons de GCB et de Géomembrane pour chaque condition d'essai au plan incliné sur l'interface $GM_{PEHDC}$ -GCB BF sous $\sigma_o=5,1$ kPa.	263
Figure 7.8. Courbes $\alpha/\beta$ représentatives de l'interface $GM_{PEHDC}$ -GCB BF soumise à $\sigma_o=9,3$ kPa. Note: GCB BF hydr: échantillon de GCB BF hydraté; GCB BF hydr-ruiss: échantillon de GCB BF hydraté soumis au ruissellement d'eau.	264
Figure 7.9. Détails des aspects superficiels des échantillons de GCB et de Géomembrane pour chaque condition d'essai au plan incliné sur l'interface $GM_{PEHDC}$ -GCB BF sous $\sigma_o=9,3$ kPa: (a) échantillon de GCB BF hydraté; (b) assemblage de l'essai d'interface $GM_{PEHDC}$ -GCB BF hydraté; (c) aspect de la surface de la géomembrane après l'essai; (d) alimentation d'eau à l'amont de l'interface $GM_{PEHDC}$ -GCB BF; (e) lame d'eau qui sort à l'aval de l'interface pendant l'essai de ruissellement d'eau; (f) aspect de la surface de la géomembrane après l'essai sous le ruissellement d'eau.	265
Figure 7.10. Influence de la contrainte de confinement sur l'angle de frottement de l'interface $GM_{PEHDC}$ -GCB BF hydraté.	266
Figure 7.11. Courbes $\alpha/\beta$ représentatives de l'interface $GM_{PVC}$ -GCB BF soumise à $\sigma_o=9,3$ kPa. Note: GCB BF sec: échantillon de GCB BF sec (non hydraté); GCB BF hydr: échantillon de GCB BF hydraté; GCB BF dessic-ruiss: échantillon de GCB BF soumis à la dessiccation et au ruissellement d'eau.	267
Figure 7.12. Détails de l'aspect de la surface des échantillons de géomembrane en PVC après les essais ( $\sigma_o=9,3$ kPa) de ruissellement d'eau sur les échantillons de GCB soumis préalablement à la dessiccation.	268
Figure 7.13. Structure du géospaceur de 8 mm (GS8) d'épaisseur utilisé dans les essais d'interface avec des échantillons de GCB.	269
Figure 7.14. Détails de la pulvérisation superficielle du géospaceur destiné aux essais d'interface avec le GCB BF hydraté sous confinement pendant 14 jours: (a) procédure de pulvérisation superficielle; (b) surface surmontée d'une mince pellicule d'eau.	269

Figure 7.15. Courbes $\delta(\beta)$ représentatives de l'interface GCB BF-GS8 soumise à $\sigma_o=5,1$ kPa: effet du temps d'hydratation.	270
Figure 7.16. Détails des aspects superficiels des échantillons de GCB BF (face géotextile tissée) après les essais d'interface avec le géospaceur de 8 mm à $\sigma_o=5,1$ kPa.	271
Figure 7.17. Distribution d'humidité le long de la composante bentonite des GCBs BF destinés aux essais d'interface avec le géospaceur de 8 mm à $\sigma_o=5,1$ kPa.	272
Figure 7.18. Surface du géospaceur GS8 après l'essai d'interface avec l'échantillon de GCB BF hydraté sous confinement pendant 14 jours: absence de bentonite extrudée.	273
Figure 7.19. Courbes $\delta(\beta)$ représentatives des interfaces GCB-GS8 soumises à $\sigma_o=5,1$ kPa: influence du type de géotextile de contact avec le géospaceur.	273
Figure 7.20. Détails du GCB BM utilisé dans les essais d'interface avec le géospaceur de 8 mm à $\sigma_o=5,1$ kPa: (a) face géotextile non tissé renforcé avec film tissé; (b) GCB BM hydraté placé sur la surface du géospaceur; (c) e (d) surface du géotextile après les essais d'interface.	274
Figure 7.21. Détails de la surface du géonet utilisé lors des essais d'interface avec le GCB BF hydraté: (a) surface sèche (GN sèche); (b) surface humide (GN humide).	275
Figure 7.22. Courbes $\delta(\beta)$ représentatives des interfaces GCB BF-GN soumises à $\sigma_o=5,1$ kPa: effet de l'humidification superficielle du géonet pour le GCB BF hydraté (temps de hydratation de 90 minutes).	276
Figure 7.23. Détails de la surface du géotextile tissé après les essais d'interface avec le géonet: (a) essai sur surface sèche du géonet; (b) essai sur surface humide du géonet.	277

## LISTA DE FIGURAS

### Capítulo 2

<b>Figura 2.1. Sistemas de revestimento prescritos pela agência de proteção ambiental dos Estados Unidos (US EPA): sistemas de cobertura (a,b); sistemas de fundo (c,d) (Carson, 1995). Nota: SRCS: Sistema de Revestimento Composto Simples; SRCD: Sistema de Revestimento Composto Duplo.</b>	<b>12</b>
<b>Figura 2.2. Aplicações múltiplas de geossintéticos em aterros sanitários (adaptado de Zornberg &amp; Christopher, 1999).</b>	<b>16</b>
<b>Figura 2.3. Tipos gerais de GCLs disponíveis no mercado (adaptado de Eichenauer &amp; Reither, 2002).</b>	<b>17</b>
<b>Figura 2.4. Fenômeno de trocas catiônicas em GCL e correspondentes conseqüências sobre suas propriedades hidráulicas (Melchior, 2002).</b>	<b>19</b>
<b>Figura 2.5. Imagens de microscopia eletrônica dos respectivos aspectos microestruturais das montmorilonitas sódica (a) e cálcica íon-trocada (b) (Melchior, 2002).</b>	<b>20</b>
<b>Figura 2.6. GCL em sistema de revestimento de cobertura de aterro de resíduos (Heerten, 2002).</b>	<b>21</b>
<b>Figura 2.7. GCL em sistema de revestimento de fundo de aterro de resíduos (Heerten, 2002).</b>	<b>22</b>
<b>Figura 2.8. GCL em sistema de revestimento de canais (Heerten, 2002).</b>	<b>22</b>
<b>Figura 2.9. GCL em sistema de revestimento de área sobrejacente a lençol freático (Heerten, 2002).</b>	<b>23</b>

### Capítulo 3

<b>Figura 3.1. Fluxo de gás através de uma amostra de material poroso (GCL, por exemplo).</b>	<b>39</b>
<b>Figura 3.2. Representação esquemática do equipamento empregado por Brace et al. (1968) para medir a permeabilidade a água sob regime de fluxo transiente.</b>	<b>40</b>
<b>Figura 3.3. Seção transversal da célula de permeabilidade proposta por Bouazza &amp; Vangpaisal (2002).</b>	<b>41</b>
<b>Figura 3.4. Variação da permeabilidade intrínseca ao azoto (<math>k</math>) com o teor de umidade de amostras de GCL (Bouazza et al., 2002b).</b>	<b>42</b>
<b>Figura 3.5. Efeito da dessecação sobre a permeabilidade intrínseca ao azoto (<math>k</math>) de amostras de GCL (Vangpaisal et al., 2002).</b>	<b>44</b>
<b>Figura 3.6. Dispositivo de ensaio de permeabilidade a gás de GCLs proposto por Didier et al. (2000).</b>	<b>44</b>
<b>Figura 3.7. Variação da permeabilidade intrínseca ao azoto (<math>k</math>) com o teor de umidade volumétrica de amostras de GCL (Didier et al., 2000).</b>	<b>45</b>

Figura 3.8. Dispositivo de ensaio de permeabilidade ao ar de GCLs proposto por Shan & Yao (2000).	46
Figura 3.9. Variação da permissividade ao ar ( $\psi$ ) com o teor de umidade de amostras de GCL dessecadas (Shan & Yao, 2000).	47
Figura 3.10. Montagem para deformação axissimétrica do GCL (a) e aspecto da amostra deformada (b) (Bouazza & Vangpaisal, 2004).	48
Figura 3.11. Variação da taxa de fluxo do gás azoto com o teor de umidade de amostras de GCL previamente deformadas na condição seca (Bouazza & Vangpaisal, 2004).	48
Figura 3.12. Variação da taxa de fluxo do gás azoto com o teor de umidade de amostras de GCL previamente deformadas na condição hidratada (Bouazza & Vangpaisal, 2004).	49
 <b>Capítulo 4</b>	
Figura 4.1. Representação esquemática de uma configuração experimental do ensaio de queda de pressão.	81
Figura 4.2. Seções transversais lateral (a) e semi-radial (b) do permeâmetro de fluxo transiente.	86
Figura 4.3. Esboço do equipamento proposto: permeâmetro de fluxo transiente.	87
Figura 4.4. Elementos principais do permeâmetro de fluxo transiente.	88
Figura 4.4. Continuação.	89
Figura 4.4. Continuação.	90
Figura 4.5. Elementos acessórios da configuração de ensaio de permeabilidade.	91
Figura 4.6. Teste de estanqueidade da célula: evolução da pressão relativa ( $P_{rel}$ ) com o tempo.	92
Figura 4.7. Teste de isolamento térmico: evolução da temperatura (T) com o tempo.	93
Figura 4.8. Teste de estanqueidade da unidade inferior da célula de permeabilidade: evolução da pressão relativa ( $P_{rel}$ ) com o tempo.	93
Figura 4.9. Deformada reproduzida sobre a superfície da pedra porosa (sem escala).	94
Figura 4.10. Aspecto das amostras de GCL antes (a) e após a deformação imposta (b,c).	95
Figura 4.11. Hidratação das amostras de GCL destinadas ao ensaio de permeabilidade a gás.	96
Figura 4.12. Procedimento de determinação da espessura das amostras de GCL.	97
Figura 4.13. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com $w=68\%$ .	100
Figura 4.14. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo correspondente à amostra de GCL com $w=68\%$ : trecho linear.	101

Figura 4.15. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com $w=60,4\%$ .	105
Figura 4.16. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com $w=66\%$ .	106
Figura 4.17. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com $w=72,4\%$ .	107
Figura 4.18. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com $w=73,7\%$ .	108
Figura 4.19. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com $w=94,1\%$ .	109
Figura 4.20. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com $w=99,7\%$ .	110
Figura 4.21. Variação da permeabilidade intrínseca ( $k$ ) com o teor de umidade de amostras de GCL hidratadas sob expansão livre (tensão confinante de ensaio de 20 kPa).	102

## Capítulo 5

Figura 5.1. Resistência ao cisalhamento de interfaces geossintéticas: (a) relação típica tensão cisalhante ( $\tau$ ) versus deslocamento ( $\delta$ ); (b) envoltória de ruptura típica.	114
Figura 5.2. Representação esquemática da mobilização progressiva da resistência de interface de um sistema de revestimento de fundo de um aterro sanitário (Filz et al., 2001).	115
Figura 5.3. Representação esquemática geral dos principais tipos de equipamentos empregados na determinação da resistência de interfaces envolvendo geossintéticos.	116
Figura 5.4. Exemplo de sistema de cobertura de aterro sanitário.	121
Figura 5.5. Resistência ao cisalhamento de pico de GCLs reforçados e não reforçados (McCartney et al., 2002).	135
Figura 5.6. Resistência ao cisalhamento residual de GCLs reforçados e não reforçados (McCartney et al., 2002).	136
Figura 5.7. Resistência ao cisalhamento de pico ( $\tau_p$ ) de interfaces Geomembrana/GCL: (a) face tecida (T) do GCL; (b) face não tecida (NT) do GCL. Nota: GM <sub>l</sub> : Geomembrana lisa; GM <sub>t</sub> : Geomembrana texturizada; $\sigma_{n,c}$ : tensão normal no cisalhamento.	140
Figura 5.8. Resistência ao cisalhamento a grandes deslocamentos ( $\tau_{50}$ , $\tau_{200}$ ) de interfaces Geomembrana/GCL: (a) face tecida (T) do GCL; (b) face não tecida (NT) do GCL hidratado. Nota: GM <sub>l</sub> : Geomembrana lisa; GM <sub>t</sub> : Geomembrana texturizada; $\sigma_{n,c}$ : tensão normal no cisalhamento.	141
Figura 5.9. Resistência ao cisalhamento de interfaces Geocomposto de Drenagem (GD)/GCL: (a) resistência ao cisalhamento de pico ( $\tau_p$ ); (b) resistência ao cisalhamento a grandes deslocamentos ( $\tau_{50}$ ou $\tau_r$ ). Nota: GM-GCL: face correspondente a uma lâmina de geomembrana moderadamente texturizada aderida a um lado do GCL.	142



## Capítulo 6

Figura 6.1. Esquema geral do equipamento plano inclinado modificado: (a) configuração de ensaio de interfaces solo-geossintético; (b) configuração de ensaio de interfaces geossintético-geossintético. Nota: $\delta(t)$ : deslocamento ao longo do tempo; $\beta(t)$ : ângulo de inclinação ao longo do tempo.	200
Figura 6.2. Diferentes fases do movimento do elemento superior da interface com o aumento da inclinação $\beta$ do plano inclinado: (a) fase 1, fase estática; (b) fase 2, fase transitória; (c) fase 3, fase de deslizamento não estabilizado ( $\gamma$ : aceleração do sistema; $\beta_0$ : ângulo de mobilização do deslocamento inicial; $\beta_s$ : ângulo de deslizamento não estabilizado).	201
Figura 6.3. Diferentes mecanismos de deslizamento observados no ensaio de plano inclinado: (a) deslizamento brusco; (b) deslizamento « stick-slip »; (c) deslizamento gradual.	202
Figura 6.4. Equilíbrio limite estático da caixa superior.	203
Figura 6.5. Esquemas das duas configurações de ensaio sobre plano inclinado modificado e suas respectivas considerações de transmissão de carga: (a) caixa contendo solo; (b) placa móvel.	203
Figura 6.6. Análise do equilíbrio dinâmico limite da caixa superior da configuração de ensaio solo-geossintético sobre plano inclinado.	205
Figura 6.7. Derivação da aceleração $\gamma$ a partir dos dados de um ensaio dinâmico para fins de determinação do parâmetro $\phi^{dyn}$ .	206
Figura 6.8. Ensaio dinâmico para a obtenção do ângulo de atrito dinâmico ( $\phi^{dyn}$ ) de interfaces geossintético-geossintético.	207
Figura 6.9. Geoespaçadores empregados no programa de pesquisa.	208
Figura 6.10. Configuração do ensaio plano inclinado modificado: interfaces geossintético-geossintético.	209
Figura 6.11. Representação de diferentes posições relativas entre os elementos de um mesmo sistema geossintético: (a) interface geoespaçador-geomembrana (GS-GM); (b) interface geomembrana-geoespaçador (GM-GS).	211
Figura 6.12. Ensaios de acúmulo de deformação realizados sobre amostra da interface $GS_{6mm}$ - $GM_{PEADc}$ : influência sobre os parâmetros estáticos.	211
Figura 6.13. Ensaios de acúmulo de deformação realizados sobre amostras da interface $GS_{6mm}$ - $GM_{PEADc}$ : influência sobre a fase de deslizamento não estabilizado.	212
Figura 6.14. Ensaios dinâmicos sobre amostra representativa da interface $GS_{6mm}$ - $GM_{PEADc}$ submetida a acúmulo de deformação.	213
Figura 6.15. Ensaios de deformação acumulada realizados sobre amostra da interface $GS_{8mm}$ - $GM_{PEADc}$ : influência sobre os parâmetros estáticos.	214
Figura 6.16. Ensaios de deformação acumulada realizados sobre amostra da interface $GS_{6mm}$ - $GM_{PP}$ .	215
Figura 6.17. Ensaios de deformação acumulada realizados sobre amostra da interface $GM_{PEADb}$ - $GS_{6mm}$ .	216

Figura 6.18. Ensaios de deformação acumulada realizados sobre amostra da interface $GM_{PEADa}-GS_{6mm}$ .	217
Figura 6.19. Curvas $\delta(\beta)$ do sistema $GM_{PEADa}-GS_{8mm}$ : deslocamentos até 50 mm.	218
Figura 6.20. Curvas $\delta(\beta)$ da interface $GM_{PEADa}-GS_{8mm}$ : comportamento do tipo « stick-slip » da interface geossintética.	219
Figura 6.21. Influência do acúmulo de deformação sobre o comportamento em deslizamento da interface $GM_{PEADa}-GS_{8mm}$ : amostras 2 e 3.	219
Figura 6.22. Curvas $\delta(\beta)$ do sistema $GS_{6mm}-GM_{PEADc}$ : influência da posição relativa.	220
Figura 6.23. Influência da posição relativa: parâmetro de atrito $\beta_o$ das interfaces $GM_{PEADc}-GS_6$ (a,b) e $GS_6-GM_{PEADc}$ (c,d).	221
Figura 6.24. Resultados de ensaios dinâmicos sobre amostras representativas da interface $GM_{PEADc}-GS_6$ .	222
Figura 6.25. Resultados de ensaios dinâmicos sobre amostras representativas da interface $GS_6-GM_{PEADc}$ .	223
Figura 6.26. Curvas $\delta(\beta)$ do sistema $GS_{8mm}-GM_{PEADc}$ : influência da posição relativa.	224
Figura 6.27. Curvas $\delta(\beta)$ do sistema $GS_{8mm}-GM_{PEADa}$ : influência da posição relativa.	225
Figura 6.28. Curvas $\delta(\beta)$ do sistema $GS_{6mm}-GM_{PEADb}$ : influência da posição relativa.	226
Figura 6.29. Curvas $\delta(\beta)$ do sistema $GS_{6mm}-GM_{PVC}$ : influência da posição relativa.	227
Figura 6.30. Curvas $\delta(\beta)$ do sistema $GS_{6mm}-GM_{PP}$ : influência da posição relativa.	228
Figura 6.31. Geossintéticos e solo empregados nos ensaios de interface solo compactado-geossintético: (a) Geocomposto geotêxtil termoligado-geoespaçador de 6 mm; (b) Geocomposto geotêxtil agulhado-geoespaçador de 6 mm; (c) Solo « Sablon d'Isère » (à esquerda) e Geocomposto geotêxtil tecido-geoespaçador de 6 mm (à direita); (d) geossintético de reforço Bleu; (e) geossintético de reforço Robulon; (f) geossintético de reforço GeolonPet.	231
Figura 6.32. Curva de compactação Proctor Normal do solo « Sablon d'Isère ».	231
Figura 6.33. Curva granulométrica do solo « Sablon d'Isère » (Gavin, 2005).	232
Figura 6.34. Ensaio de cisalhamento direto em caixa de grandes dimensões (30 x 30 cm <sup>2</sup> ) sobre amostras compactadas do solo « Sablon d'Isère »: curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal.	232
Figura 6.35. Ensaio de cisalhamento direto em caixa de grandes dimensões (30 x 30 cm <sup>2</sup> ) sobre amostras compactadas do solo « Sablon d'Isère »: envoltória de ruptura.	233
Figura 6.36. Equipamento empregado na realização de ensaios no plano inclinado do tipo solo compactado-geossintético: (a) configuração geral do ensaio plano inclinado com caixa de disposição do solo (vista lateral); (b) aparelhagem empregada na compactação do solo.	233
Figura 6.37. Curvas de deslizamento da caixa superior vazia conectada ao fio do transdutor de deslocamento: calibração da resistência oferecida pelo sistema fio-trilhos de guia no início da fase estática.	235

Figura 6.38. Variação de $T_g^{dyn}$ em função de $\beta^{dyn}$ : calibração da resistência oferecida pelo sistema fio-trilhos de guia na fase dinâmica do ensaio plano inclinado.	236
Figura 6.39. Curvas $\alpha(\beta)$ correspondentes às interfaces do tipo solo compactado-geossintético liso.	237
Figura 6.40. Aspecto da superfície geossintética após deflagração do deslizamento não estabilizado: (a), (b), (c) superfície da geomembrana ( $GM_{PEADc}$ ); (d), (e), (f) superfície do geotêxtil agulhado ( $GS6GT_{ag}$ ) (respectivamente para as tensões confinantes de 2,8 kPa, 5,9 kPa e 10,4 kPa).	238
Figura 6.41. Envoltórias de atrito estático ( $\phi_{s0}$ ) correspondentes às respectivas interfaces solo compactado-geossintético liso.	239
Figura 6.42. Parâmetro de atrito estático inicial ( $\phi_0$ ) versus tensão de confinamento para as interfaces solo compactado-geossintético liso.	240
Figura 6.43. Parâmetro de atrito dinâmico ( $\phi^{dyn}$ ) versus tensão de confinamento para as interfaces solo compactado-geossintético liso.	240
Figura 6.44. Modo de deslizamento gradual peculiar às interfaces do tipo solo compactado-geotêxtil liso ensaiadas.	242
Figura 6.45. Curvas $\alpha(\beta)$ correspondentes às interfaces solo compactado-geossintético de reforço.	243
Figura 6.45. Continuação.	244
Figura 6.46. Parâmetro de atrito estático ( $\phi_{s0}$ ) versus tensão de confinamento para as interfaces solo compactado-geossintético de reforço.	244
Figura 6.47. Parâmetro de atrito estático inicial ( $\phi_0$ ) versus tensão de confinamento para as interfaces solo compactado-geossintético de reforço.	244
Figura 6.48. Parâmetro de atrito dinâmico ( $\phi^{dyn}$ ) versus tensão de confinamento para as interfaces solo compactado-geossintético de reforço.	245
Figura 6.49. Adaptação do plano suporte para realização de ensaios do tipo solo compactado-solo compactado em equipamento plano inclinado: (a) tanque de compactação; (b) solo solto a ser compactado; (c) superfície do solo compactado; (d) caixa superior assentada sobre superfície de solo compactado (detalhe do espaçamento $e=6,5$ mm entre a caixa superior e o plano de deslizamento).	247
Figura 6.50. Superfícies de ruptura características dos ensaios do tipo solo compactado-solo compactado ( $\gamma=14,2kN/m^3$ ) em equipamento plano inclinado: (a) $\sigma_0=2,8$ kPa; (b) $\sigma_0=5,9$ kPa; (c) $\sigma_0=10,4kPa$ .	248
Figura 6.51. Curvas $\alpha(\beta)$ correspondentes a todas as interfaces (solo compactado-geossintético, solo compactado-solo compactado) ensaiadas.	249
Figura 6.51. Continuação.	250
Figura 6.52. Envoltória de atrito estático de todas as interfaces (solo compactado-geossintético, solo compactado-solo compactado) ensaiadas.	251

## Capítulo 7

- Figura 7.1.** Materiais geossintéticos empregados no programa de pesquisa destinado ao estudo das interfaces GCL. Nota: GT NT: Geotêxtil Não Tecido; GT NT+T: Geotêxtil Não Tecido reforçado por filme Tecido. 280
- Figura 7.2.** Esquema geral do equipamento plano inclinado modificado para os ensaios de escoamento de água. 281
- Figura 7.3.** Equipamento plano inclinado modificado para permitir a realização de ensaios de escoamento de água sobre a interface: (a) plano suporte com reservatório à montante; (b) detalhes do reservatório de alimentação; (c) lâminas d'água emergindo do reservatório sobre a superfície geossintética inferior; (d) vista frontal das lâminas d'água que escoam sobre a superfície geossintética inferior; (e) exemplo de ensaio. 282
- Figura 7.4.** Hidratação sob confinamento de amostras de GCL destinadas aos ensaios de interface com geomembranas: (a) amostra de GCL cortada; (b) tanque de confinamento com manta geotêxtil no fundo; (c) colocação da amostra de GCL no interior do tanque; (d) geotêxtil de proteção superposto à amostra de GCL; (e) confinamento realizado por brita graduada; (f) inserção de água de hidratação do GCL. 283
- Figura 7.5.** Câmara de dessecação destinada à secagem de amostras de GCL hidratadas: (a) amostras de GCL hidratadas; (b) geomembrana superposta ao GCL hidratado; (c) camada de brita destinada a manter o contato entre a geomembrana e o GCL; (d) sistema de aquecimento; (e) e (f) termômetro digital. 284
- Figura 7.6.** Curvas  $\delta(\beta)$  representativas da interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF submetidas a  $\sigma_o=5,1$  kPa. Nota: GCL BF hidr: amostra de GCL BF hidratada; GCL BF dessec: amostra de GCL BF hidratada sujeita a dessecação; GCL BF dessec-esc: amostra de GCL BF dessecada sujeita a escoamento de água. 286
- Figura 7.7.** Detalhes dos aspectos superficiais das amostras de GCL BF e geomembrana para cada uma das condições de ensaio plano inclinado sobre a interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF sob  $\sigma_o=5,1$  kPa. 287
- Figura 7.8.** Curvas  $\delta(\beta)$  representativas da interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF submetidas a  $\sigma_o=9,3$  kPa. Nota: GCL BF hidr: amostra de GCL BF hidratada; GCL BF hidr-esc: amostra de GCL BF hidratada sujeita a escoamento de água. 288
- Figura 7.9.** Detalhes dos aspectos superficiais das amostras de GCL BF e geomembrana para cada uma das condições de ensaio plano inclinado sobre a interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF sob  $\sigma_o=9,3$  kPa: (a) amostra de GCL BF hidratada; (b) ensaio de interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF hidratado montado; (c) aspecto da superfície da geomembrana após ensaio; (d) alimentação de água a montante da interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF; (e) lâmina d'água que emerge à jusante da interface em ensaio sob escoamento d'água; (f) aspecto da superfície da geomembrana após ensaio sob escoamento d'água. 289
- Figura 7.10.** Influência da tensão confinante sobre o ângulo de atrito da interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF hidratado. 290
- Figura 7.11.** Curvas  $\delta(\beta)$  representativas da interface  $GM_{PVC}$ -GCL BF submetidas a  $\sigma_o=9,3$  kPa. Nota: GCL BF sec: amostra de GCL BF seca (não hidratada); GCL BF hidr: amostra de GCL BF hidratada; GCL BF dessec-esc: amostra de GCL BF dessecada sujeita a escoamento de água. 291
- Figura 7.12.** Detalhes dos aspectos superficiais das amostras de geomembrana de PVC após ensaios ( $\sigma_o=9,3$  kPa) de escoamento d'água sobre amostras de GCL BF dessecadas. 292

Figura 7.13. Estrutura do geoespaçador de 8 mm de espessura (GS8) empregado nos ensaios de interface com amostras de GCL BF.	293
Figura 7.14. Detalhes da pulverização da superfície do geoespaçador destinado ao ensaio de interface com o GCL BF hidratado durante 14 dias: (a) pulverização superficial; (b) superfície pulverizada com água.	293
Figura 7.15. Curvas $\delta(\beta)$ representativas da interface GCL BF-GS8 submetidas a $\sigma_0=5,1$ kPa: efeito do tempo de hidratação.	294
Figura 7.16. Detalhes dos aspectos superficiais das amostras de GCL BF (face geotêxtil tecida) após ensaios de interface com geoespaçador de 8 mm a $\sigma_0=5,1$ kPa.	295
Figura 7.17. Distribuição de umidade ao longo da componente bentonita dos GCLs BF destinados aos ensaios de interface com o geoespaçador de 8 mm a $\sigma_0=5,1$ kPa.	296
Figura 7.18. Superfície do geoespaçador após ensaio de interface com amostra de GCL BF hidratada durante 14 dias: ausência de bentonita extrudada.	297
Figura 7.19. Curvas $\delta(\beta)$ representativas de interfaces GCL-GS8 submetidas a $\sigma_0=5,1$ kPa: influência do tipo de geotêxtil de contato com o geoespaçador.	297
Figura 7.20. Detalhes do GCL BM empregado nos ensaios de interface com o geoespaçador de 8 mm a $\sigma_0=5,1$ kPa: (a) face geotêxtil não tecido reforçado; (b) GCL BM hidratado assentado sobre o geoespaçador; (c) e (d) superfície geotêxtil após ensaios de interface.	298
Figura 7.21. Detalhes da estrutura e da superfície da georrede destinada aos ensaios de interface com o GCL BF hidratado: (a) superfície seca (GR seca); (b) superfície úmida (GR úmida).	299
Figura 7.22. Curvas $\delta(\beta)$ representativas das interfaces GCL BF-GR submetidas a $\sigma_0=5,1$ kPa: efeito da umidade superficial da georrede.	300
Figura 7.23. Detalhes da superfície do geotêxtil tecido do GCL BF após ensaios de interface com a georrede: (a) ensaio sobre superfície seca; (b) ensaio sobre superfície úmida.	301

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre 2

Tableau 2.1. Types de géosynthétiques et fonctions correspondantes (Bouazza et al., 2002a).	14
Tableau 2.2. Avantages et désavantages des barrières argileuses d'étanchéité (Heerten, 2002 et Bouazza, 2002).	24
Tableau 2.3. Équivalence entre GCBs et CCLs (Couches d'Argile Compactée) (Manassero et al., 2000).	26

### Chapitre 4

Tableau 4.1. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec w=68%).	70
Tableau 4.2. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec w=60,4%).	74
Tableau 4.3. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec w=66%).	75
Tableau 4.4. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec w=72,4%).	76
Tableau 4.5. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec w=73,7%).	77
Tableau 4.6. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec w=94,1%).	78
Tableau 4.7. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec w=99,7%).	79
Tableau 4.8. Caractéristiques des GCBs employés dans les recherches de perméabilité à l'azote (N <sub>2</sub> ) identifiées sur la Figure 4.21.	71

### Chapitre 5

Tableau 5.1. Résumé des avantages et des désavantages liés aux équipements d'essai destinés à la détermination de la résistance d'interface des géosynthétiques (Bouazza et al., 2002a).	117
Tableau 5.2. Valeurs d'angle de frottement des interfaces géosynthétique-sol et géosynthétique-géosynthétique qui font partie des systèmes d'étanchéité des centres de stockage de déchets. (Manassero et al., 2000).	118
Tableau 5.3. Résumé des données de résistance au cisaillement des interfaces géosynthétiques (Dixon et al., 2006).	120
Tableau 5.4. Études publiées sur la résistance au cisaillement interne de GCBs renforcés (aiguilletés) et non renforcés (Chiu & Fox, 2004).	130

Tableau 5.4. Suite.	131
Tableau 5.4. Suite.	132
Tableau 5.4. Suite.	133
Tableau 5.4. Suite.	134
Tableau 5.5. Études publiées sur la résistance au cisaillement des interfaces avec GCBs aiguilletés (Chiu & Fox, 2004).	138
Tableau 5.5. Suite.	139

## Chapitre 6

Tableau 6.1. Caractéristiques des géosynthétiques employés dans le programme expérimental d'étude des interfaces géosynthétique-géosynthétique.	156
Tableau 6.2. Effet de la déformation cumulée sur le paramètre de frottement dynamique: interface $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDe}$ .	161
Tableau 6.3. Pente des courbes $\alpha(\beta)$ correspondant à la phase de glissement non stabilisé pour chaque cycle de déformation cumulée sur l'interface $GS_{6mm}$ - $GM_{PP}$ .	163
Tableau 6.4. Effet de la déformation cumulée sur les paramètres de frottement statiques: interface $GM_{PEHDb}$ - $GS_{6mm}$ .	164
Tableau 6.5. Résumé des paramètres de frottement statique du système $GS_{6mm}$ - $GM_{PEHDe}$ .	168
Tableau 6.6. Paramètres de frottement statique et dynamique correspondant au système $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDe}$ .	171
Tableau 6.7. Paramètres de frottement statique correspondant au système $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDe}$ .	172
Tableau 6.8. Paramètres de frottement statique correspondant au système $GS_{6mm}$ - $GM_{PEHDb}$ .	173
Tableau 6.9. Paramètres de frottement statique correspondant au système $GS_{6mm}$ - $GM_{PVC}$ .	174
Tableau 6.10. Paramètres de frottement statique correspondant au système $GS_{6mm}$ - $GM_{PP}$ .	175
Tableau 6.11. Caractéristiques des géosynthétiques utilisés dans le programme expérimental d'étude des interfaces sol compacté-géosynthétique.	177
Tableau 6.12. L'ensemble des paramètres de frottement correspondant aux interfaces sol compacté-géosynthétique lisse.	186
Tableau 6.13. L'ensemble des paramètres de frottement correspondant aux interfaces sol compacté-géosynthétique de renforcement.	190
Tableau 6.13. Suite.	191
Tableau 6.14. Mécanisme de glissement des interfaces correspondant aux géosynthétiques de renforcement étudiés.	191

## Chapitre 7

Tableau 7.1. Caractéristiques des géosynthétiques employés dans ce programme de recherche sur les interfaces GCB.	256
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----

<b>Tableau 7.2. Résumé des résultats d'essai au plan incliné correspondant à l'interface GM<sub>PEHDC</sub>-GCB BF sous <math>\sigma_o=5,1</math> kPa.</b>	<b>262</b>
<b>Tableau 7.3. Résumé des résultats d'essai au plan incliné correspondant à l'interface GM<sub>PEHDC</sub>-GCB BF (<math>\sigma_o=9,3</math> kPa).</b>	<b>265</b>
<b>Tableau 7.4. Résumé des résultats d'essai au plan incliné correspondant à l'interface GM<sub>PVC</sub>-GCB BF (<math>\sigma_o=9,3</math> kPa).</b>	<b>267</b>
<b>Tableau 7.5. Résumé des résultats d'essai au plan incliné correspondant à l'interface GCB BF-GS8 (<math>\sigma_o=5,1</math> kPa).</b>	<b>270</b>
<b>Tableau 7.6. Résumé des résultats d'essai au plan incliné correspondant aux interfaces GCB-GS8 (<math>\sigma_o=5,1</math> kPa): influence du type de géotextile de contact avec le géospaceur.</b>	<b>273</b>
<b>Tableau 7.7. Résumé des résultats d'essai au plan incliné correspondant à l'interface GCB BF-GN (<math>\sigma_o=5,1</math> kPa).</b>	<b>276</b>





## LISTA DE TABELAS

### Capítulo 2

Tabela 2.1. Tipos de geossintéticos e funções correspondentes (Bouazza et al., 2002a).	14
Tabela 2.2. Vantagens e desvantagens de revestimentos argilosos (adaptado de Heerten, 2002 e Bouazza, 2002).	24
Tabela 2.3. Equivalência potencial entre GCLs e CCLs (Manassero et al., 2000).	26

### Capítulo 4

Tabela 4.1. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com w=68%).	101
Tabela 4.2. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com w=60,4%).	105
Tabela 4.3. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com w=66%).	106
Tabela 4.4. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com w=72,4%).	107
Tabela 4.5. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com w=73,7%).	108
Tabela 4.6. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com w=94,1%).	109
Tabela 4.7. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com w=99,7%).	110
Tabela 4.8. Características das amostras de GCL empregadas nos ensaios de permeabilidade a gás citados na Figura 4.21.	102

### Capítulo 5

Tabela 5.1. Resumo das vantagens e desvantagens associadas com os equipamentos de ensaio para medidas da resistência ao cisalhamento de interfaces geossintéticas (Bouazza et al., 2002a).	117
Tabela 5.2. Intervalos de valores de ângulos de atrito de interfaces geossintético-solo e geossintético-geossintético presentes em sistemas de revestimento de aterros sanitários (Manassero et al., 2000).	118
Tabela 5.3. Resumo dos conjuntos de dados de resistência ao cisalhamento de interfaces geossintéticas (adaptado de Dixon et al., 2006).	120
Tabela 5.4. Estudos publicados de resistência ao cisalhamento interno de GCLs reforçados (agulhados) e não reforçados (adaptado de Chiu & Fox, 2004).	130

Tabela 5.4. Continuação.	131
Tabela 5.4. Continuação.	132
Tabela 5.4. Continuação.	133
Tabela 5.4. Continuação.	134
Tabela 5.5. Estudos publicados de resistência ao cisalhamento de interface de GCLs agulhados (adaptado de Chiu & Fox, 2004).	138
Tabela 5.5. Continuação.	139
<b>Capítulo 6</b>	
Tabela 6.1. Principais características dos geossintéticos empregados no programa de pesquisa sobre interfaces geossintético-geossintético.	208
Tabela 6.2. Efeito da deformação acumulada sobre parâmetro de atrito dinâmico: interface $GS_{8mm}$ - $GM_{PEADc}$ .	215
Tabela 6.3. Inclinação da curva $\alpha(\beta)$ correspondente à fase de deslizamento não estabilizado em cada ciclo de deformação acumulada da interface $GS_{6mm}$ - $GM_{PP}$ .	216
Tabela 6.4. Efeito da deformação acumulada sobre parâmetros de atrito estático: interface $GM_{PEADb}$ - $GS_{6mm}$ .	217
Tabela 6.5. Resumo dos parâmetros de atrito estático do sistema $GS_{6mm}$ - $GM_{PEADc}$ .	221
Tabela 6.6. Parâmetros de atrito estático e dinâmico correspondentes ao sistema $GS_{8mm}$ - $GM_{PEADc}$ .	224
Tabela 6.7. Parâmetros de atrito estático correspondentes ao sistema $GS_{8mm}$ - $GM_{PEADa}$ .	225
Tabela 6.8. Parâmetros de atrito estático correspondentes ao sistema $GS_{6mm}$ - $GM_{PEADb}$ .	226
Tabela 6.9. Parâmetros de atrito estático correspondentes ao sistema $GS_{6mm}$ - $GM_{PVC}$ .	227
Tabela 6.10. Parâmetros de atrito estático correspondentes ao sistema $GS_{6mm}$ - $GM_{PP}$ .	228
Tabela 6.11. Principais características dos geossintéticos empregados no programa de pesquisa sobre interfaces solo compactado-geossintético.	230
Tabela 6.12. Variação de $T_g^{dyn}$ em função de $\beta^{dyn}$ .	236
Tabela 6.13. Conjunto dos parâmetros de atrito correspondentes às interfaces solo compactado-geossintético liso.	241
Tabela 6.14. Conjunto dos parâmetros de atrito correspondentes às interfaces solo compactado-geossintético de reforço.	245
Tabela 6.14. Continuação.	246
Tabela 6.15. Modo de deslizamento das interfaces correspondentes aos geossintéticos de reforço estudados.	246

## Capítulo 7

Tabela 7.1. Principais características dos geossintéticos empregados no programa de pesquisa sobre interfaces GCL.	280
Tabela 7.2. Resumo dos resultados de ensaio plano inclinado correspondentes à interface GM <sub>PEADc</sub> -GCL BF sob $\sigma_0=5,1$ kPa.	286
Tabela 7.3. Resumo dos resultados de ensaio plano inclinado correspondentes à interface GM <sub>PEADc</sub> -GCL BF ( $\sigma_0=9,3$ kPa).	289
Tabela 7.4. Resumo dos resultados de ensaio plano inclinado correspondentes à interface GM <sub>PVC</sub> -GCL BF ( $\sigma_0=9,3$ kPa).	291
Tabela 7.5. Resumo dos resultados de ensaio plano inclinado correspondentes à interface GCL BF-GS8 ( $\sigma_0=5,1$ kPa).	294
Tabela 7.6. Resumo dos resultados de ensaio plano inclinado correspondentes às interfaces GCL-GS8 ( $\sigma_0=5,1$ kPa): influência do tipo de geotêxtil de contato com o geoespaçador.	298
Tabela 7.7. Resumo dos resultados de ensaio plano inclinado correspondentes à interface GCL BF-GR ( $\sigma_0=5,1$ kPa).	300



## LISTE DES NOTATIONS ET DES ABREVIATIONS

### Notations

$q$	vitesse d'écoulement du flux en $m.s^{-1}$
$dm_g$	débit massique du gaz au travers de la barrière en $kg.m^{-2}.s^{-1}$
$dm_p$	débit massique du gaz perdu dans le réservoir en $kg.m^{-2}.s^{-1}$
$\rho$	masse volumique du gaz en $kg.m^{-3}$
$\omega$	masse molaire du gaz $kg.mol^{-1}$
$\mu$	viscosité du fluide en $kg.m^{-1}.s^{-1}$
$P$	pression du gaz en $Pa=kg.m^{-1}.s^{-2}$
$P_m$	pression moyenne en $Pa=kg.m^{-1}.s^{-2}$
$P_{essai}$	pression absolue au début d'essai en $Pa=kg.m^{-1}.s^{-2}$
$P_{atm}$	pression atmosphérique en $Pa=kg.m^{-1}.s^{-2}$
$P_{ref}$	pression de référence en $Pa=kg.m^{-1}.s^{-2}$
$P_{abs}$	pression absolue du gaz en $Pa=kg.m^{-1}.s^{-2}$
$P_{rel}, P_{relative}$	pression relative du gaz en $Pa=kg.m^{-1}.s^{-2}$
$n_a$	porosité au gaz de l'échantillon sans dimension
$n$	porosité totale de la bentonite sèche sans dimension
$s$	pente de la droite $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}}) = st$ en $s^{-1}$
$t$	temps en seconde
$D$	diamètre en m
$R$	constante des gaz parfaits en $J/mol.K$
$S$	degré de saturation en eau de l'échantillon sans dimension
$m_b$	masse surfacique de bentonite en $g/m^2$
$m_{GS}$	masse surfacique des géotextiles en $g/m^2$
$\rho_{GS}$	poids volumique des solides des géotextiles en $g/m^3$
$A$	surface de l'échantillon déformée en $m^2$
$w$	teneur en eau en %
$Z$	hauteur de l'échantillon (épaisseur du GCL) en m
$V$	volume du réservoir à gaz (chambre amont) en $m^3$
$k$	coefficient de perméabilité intrinsèque en $m^2$
$T$	temperature en Celsius
$T_{abs}$	temperature absolue en Kelvin
$T_{ref}$	temperature absolue de référence en Kelvin
$T_{essai}$	temperature absolue au début d'essai en Kelvin
$\phi$	angle de frottement en degré
$\phi_s, \phi^{stat}$	angle de frottement statique de l'interface en degré
$\phi_o$	angle de frottement statique correspondant au début du déplacement progressif en degré

$\phi_{50}$	angle de frottement statique standard en degré
$\phi^{dyn}$	angle de frottement dynamique en degré
$\phi_{int}$	angle de frottement interne du sol en degré
$\phi_{GM_{PEHDC}}$	angle de frottement correspondant à l'interface sol
compacté- $GM_{PEHDC}$ en degré	
$\phi_{GS6GT_{tiss}}$	angle de frottement correspondant à l'interface sol
compacté- $GS6GT_{tiss}$ en degré	
$\phi_{GS6GT_{ther}}$	angle de frottement correspondant à l'interface sol
compacté- $GS6GT_{ther}$ en degré	
$\phi_{GS6GT_{agui}}$	angle de frottement correspondant à l'interface sol
compacté- $GS6GT_{agui}$ en degré	
$\tan\phi$	tangente de l'angle de frottement en rad
$\beta$	angle d'inclinaison du plan support en degré
$\beta(t)$	angle d'inclinaison au cours du temps en degré
$\beta_0$	angle de mobilisation initial du déplacement
progressif en degré	
$\beta_s$	angle de glissement non stabilisé en degré
$\beta_{50}$	angle de glissement correspondant à $\delta=50$ mm en
degré	
$\beta^{dyn}$	angle de glissement dynamique en degré
$\theta$	angle d'inclinaison des parois du boîtier en degré
$\delta$	déplacement relatif en m
$\delta(t)$	déplacements relatif au cours du temps en m
$\delta(\beta)$	courbes déplacement-angle d'inclinaison
$\Delta$	déplacement tangentiel total en m
$\Delta_0$	déplacement cumulé au début de chaque cycle de
déformation induite en m	
$\Delta_f$	déplacement cumulé à la fin de chaque cycle de
déformation induite en m	
$W_s$	surcharge appliquée à l'interface par le sol en
Newton (N)	
$W_b$	poids propre du boîtier en N
$T_g, T_{guide}$	frottement du système de guides en N
$T_{stat}^{guide}$	résistance statique du système de guidage en N
$T_{dyn}^{guide}$	résistance dynamique du système de guidage en N
$T_{int}, T_{int}^s$	résistance dû au frottement sol-interface en N
$N_g, N_{guide}$	réaction normale du système de guides en N
$N_{int}$	réaction normale au niveau de l'interface en N
$R_{guide}$	résistance du système de guides en N
$R_{int}$	résistance au niveau de l'interface en N
$m_c$	masse du boîtier en kg
$m_s$	masse du sol en kg
$d\delta/d\beta$	pente des courbes $\delta(\beta)$ en mm/ $^\circ$
$\sigma_0$	contrainte de confinement initiale en Pa
$\sigma_{rupture}$	contrainte de confinement à la rupture en Pa
$c$	cohésion en Pa
$\gamma$	accélération du système pendant la phase de
glissement non-stabilisé en m/s <sup>2</sup>	
$g$	accélération gravitationnel en m/s <sup>2</sup>

t	temps en seconde
$\alpha$	coefficient de répartition de charge sans dimension
v	vitesse de déplacement en m/s
v(t)	vitesse de déplacement au cours du temps en m/s
$\gamma_d$	poids volumique sec en kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{dmax}$	poids volumique sec maximum en kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_h$	poids volumique humide en kN/m <sup>3</sup>
w <sub>optimum</sub>	teneur en eau optimum en %
w	teneur en eau en %
DC	degré de compactage en %
e	espacement entre le boîtier et le plan support en m
j	numéro du cycle de déformation induite sans dimension

### Abréviations

PEHD	PolyÉthylène Haute Densité
PVC	Chlorure de PolyVinyl
PP	Polypropylène
GS	géospaceur
GM	géomembrane
GS6, GS <sub>6mm</sub>	géospaceur de 6 mm
GS8, GS <sub>8mm</sub>	géospaceur de 8 mm
GM <sub>PEHDa</sub>	géomembrane en PEHD a
GM <sub>PEHDb</sub>	géomembrane en PEHD b
GM <sub>PEHDC</sub>	géomembrane en PEHD c
GM <sub>PP</sub>	géomembrane en polypropylène
GM <sub>PVC</sub>	géomembrane en PVC
GS6GT <sub>ther</sub>	Géocomposite géotextile thermolié-géospaceur de 6 mm
GS6GT <sub>agui</sub>	Géocomposite géotextile aiguilletté-géospaceur de 6 mm
GS6GT <sub>tiss</sub>	Géocomposite géotextile tissé-géospaceur de 6 mm
GB	Glissement Brutal
GP	Glissement Progressif
GCB BF	Géocomposite Bentonitique Bentofix
GCB BM	Géocomposite Bentonitique Bentomat
GCB BF hydr	échantillon de GCB BF hydraté
GCB BF dessic	échantillon de GCB BF soumis à dessiccation
GCB BF dessic-ruiss	échantillon de GCB BF soumis à dessiccation et au ruissellement d'eau.
GCB BF sec	échantillon de GCB BF sec (non hydraté)
GCB BF dessic-ruiss	échantillon de GCB BF soumis à dessiccation et au ruissellement d'eau.
PEHD	PolyÉthylène Haute Densité
PVC	Chlorure de PolyVinyle
GM <sub>PEHDC</sub>	Géomembrane en PEHD c
GM <sub>PVC</sub>	Géomembrane en PVC
GN	Géonet
GT NT	Géotextile non tissé



GT T	Géotextile tissé
GT NT+T	Géotextile non tissé renforcé par film tissé
GS8	Géospaceur de 8 mm
GS sec	surface sèche du géospaceur
GS humide	surface humide du géospaceur
GN sèche	surface sèche du géonet
GN humide	surface humide du géonet
ND	Non Déterminée

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Notações

$\frac{dP}{dx}$	gradiente de pressão em $\text{kg/m}^2.\text{s}^2$
A	área de contato, área de seção transversal em $\text{m}^2$
D	Diâmetro em m
c	intercepto coesivo em Pa
d	diâmetro médio dos grãos da matriz porosa em m
$dm_g$	massa de gás que permeia a amostra no intervalo dt em $\text{kg/m}^2.\text{s}$
$dm_p$	perda de massa gasosa no intervalo dt em $\text{kg/m}^2.\text{s}$
$d\beta/dt$	velocidade de inclinação do plano suporte em $^\circ/\text{min}$
$d\delta/d\beta$	coeficiente de inclinação da curva $\delta(\beta)$ em $\text{mm}/^\circ$
g	aceleração da gravidade em $\text{m/s}^2$
j	número do ciclo de deformação induzida (adimensional)
k	permeabilidade intrínseca ao gás em $\text{m}^2$
$m_b$	massa de bentonita em $\text{g/m}^2$
$m_c$	massa da caixa em kg
$m_{GS}$	gramatura dos geotêxteis em $\text{g/m}^2$
$m_s$	massa do solo em kg
$n_a$	porosidade preenchida por ar (adimensional)
n	porosidade total da bentonita seca (adimensional)
$N_{\text{guide}}, N_g$	reação normal do sistema de guias em Newton (N)
$N_{\text{int}}$	reação normal no nível da interface em N
P	peso total aplicado sobre a superfície de contato em N
$P(z,t), P$	pressão do gás em $\text{Pa}=\text{kg/m}.\text{s}^2$
$P_{\text{abs}}$	pressão absoluta do gás em $\text{Pa}=\text{kg/m}.\text{s}^2$
$P_{\text{atm}}$	pressão atmosférica em $\text{Pa}=\text{kg/m}.\text{s}^2$
$P_c$	peso próprio da caixa de ensaio em N
$P_c$	pressão confinante em $\text{Pa}=\text{kg/m}.\text{s}^2$
$P_{\text{ensaio}}$	pressão absoluta no início do ensaio em $\text{Pa}=\text{kg/m}.\text{s}^2$
$P_j$	pressão de jusante em $\text{Pa}=\text{kg/m}.\text{s}^2$
$P_m$	pressão de montante em $\text{Pa}=\text{kg/m}.\text{s}^2$
$P_m$	pressão média em $\text{Pa}=\text{kg/m}.\text{s}^2$
$P_{\text{máx}}$	pressão máxima em $\text{Pa}=\text{kg/m}.\text{s}^2$
$P_{\text{mín}}$	pressão mínima em $\text{Pa}=\text{kg/m}.\text{s}^2$
$P_{\text{ref}}$	pressão absoluta de referência em $\text{Pa}=\text{kg/m}.\text{s}^2$
$P_{\text{rel}}$	pressão relativa do gás em $\text{Pa}=\text{kg/m}.\text{s}^2$
$P_s$	peso do solo ou conjunto solo-placas metálicas em N
q	velocidade de fluxo em m/s
Q	fluxo unidimensional de gás em massa em $\text{m}^3/\text{s}$
R	constante universal dos gases em $\text{J/mol.K}$
S	grau de saturação (adimensional)
Re	número de Reynolds (adimensional)
$R_g$	resistência resultante do sistema de guias em N

$R_{int}$	resistência resultante no nível da interface em N
$s$	coeficiente de inclinação da reta $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}}) = f(t)$ em $s^{-1}$
$t$	tempo em segundos
$T(^{\circ}C)$	temperatura em Celsius
$T_{abs}(K)$	temperatura absoluta em Kelvin
$\tan \phi$	tangente do ângulo de atrito em rad
$T_g^{dyn}$	resistência dinâmica oferecida pelo conjunto fio-trilhos em N
$T_{ensaio}$	temperatura no início do ensaio em Kelvin
$T_{guide}, T_g$	atrito do sistema de guias em N
$T_{int}, T_{int}^s$	atrito solo-interface em N
$T_{ref}$	temperatura de referência em Kelvin
$T_g^{stat}$	resistência estática oferecida pelo conjunto fio-trilhos em N
$v$	velocidade de Darcy em m/s
$v$	velocidade instantânea em m/s
$V$	volume do reservatório de gás, volume de vazios da pedra porosa
em $m^3$	
$v(t)$	velocidade ao longo do tempo em m/s
$w$	teor de umidade em %
$z$	distância ao longo do fluxo unidimensional na amostra em m
$Z, L$	espessura da amostra em m
$\tau_r$	resistência ao cisalhamento a grandes deslocamentos em Pa
$\Delta$	deslocamento tangencial total em m
$\Delta_0$	deslocamento acumulado no início do ensaio em m
$\Delta_f$	deslocamento acumulado ao fim do ensaio em m
$\Delta_{max}$	deslocamento cisalhante máximo em m
$\alpha$	coeficiente de repartição de carga (adimensional)
$\beta_{50}$	ângulo de inclinação $\beta$ correspondente a um deslocamento $\delta=50$
mm em graus	
$\beta^{dyn}$	ângulo de deslizamento dinâmico em graus
$\beta_i$	ângulo de inclinação do plano suporte no instante $t_i$ em graus
$\beta_s$	ângulo de deslizamento não estabilizado em graus
$\beta$	ângulo de inclinação do plano suporte em graus
$\beta(t)$	ângulo de inclinação do plano suporte ao longo do tempo em
graus	
$\beta_o$	ângulo de mobilização do deslocamento inicial em graus
$\delta$	deslocamento relativo em m
$\delta_p$	deslocamento correspondente à resistência de pico em m
$\delta_r$	deslocamento correspondente à resistência residual em m
$\delta(t)$	deslocamento relativo ao longo do tempo em m
$\varepsilon$	deformação de tração em %
$\phi$	ângulo de atrito de interface em graus
$\phi^{dyn}$	ângulo de atrito dinâmico da interface em graus
$\phi_{GM_{PEADc}}$	ângulo de atrito de interface solo compactado-GM <sub>PEADc</sub> em graus
$\phi_{GS6GT_{ag}}$	ângulo de atrito de interface solo compactado-GS6GT <sub>ag</sub> em graus
$\phi_{GS6GT_{tec}}$	ângulo de atrito de interface solo compactado-GS6GT <sub>tec</sub> em graus
$\phi_{GS6GT_{ter}}$	ângulo de atrito de interface solo compactado-GS6GT <sub>ter</sub> em graus

$\phi_o$	ângulo de atrito de interface correspondente à mobilização do deslocamento inicial em graus
$\phi_s, \phi^{stat}$	ângulo de atrito estático da interface em graus
$\gamma$	aceleração do sistema durante a fase de deslizamento não estabilizado em $m/s^2$
$\gamma_d$	Peso específico seco em $kN/m^3$
$\gamma_{dmáx}$	Peso específico seco máximo em $kN/m^3$
$\gamma_h$	Peso específico úmido em $kN/m^3$
$\mu$	viscosidade dinâmica do gás em Pa.s
$\nu$	viscosidade cinemática do gás em $m^2/s$
$\theta$	teor de umidade volumétrica em %
$\rho$	densidade do gás à pressão $P$ (em Pa) e à temperatura $T$ (em Kelvin) em $kg/m^3$
$\rho(z,t)$	densidade do gás em $kg/m^3$
$\rho_{GS}$	massa específica dos sólidos dos geotêxteis em $g/m^3$
$\rho_o$	densidade do gás à pressão padrão $P_o$ (em Pa) e à temperatura padrão $T_o$ (em Kelvin) em $kg/m^3$
$\rho_s$	massa específica dos sólidos da bentonita em $g/m^3$
$\sigma_i$	tensão normal no instante $t_i$ em Pa
$\sigma_{n,c}$	tensão normal no cisalhamento em Pa
$\sigma_{n,h}$	tensão normal de hidratação em Pa
$\sigma_o$	tensão normal inicial em Pa
$\sigma$	tensão normal em Pa
$\tau$	tensão cisalhante em Pa
$\tau_{200}$	Resistência ao cisalhamento a 200 mm de deslocamento em Pa
$\tau_{50}$	Resistência ao cisalhamento a 50 mm de deslocamento em Pa
$\tau_p$	Resistência máxima ou de pico em Pa
$\tau_r$	Resistência residual em Pa
$\omega$	peso molecular médio do gás em $kg/mol$
$\xi$	fator de integração (adimensional)
$\psi$	permissividade ao ar em $s^{-1}$

### Abreviações

GCL BF	GCL Bentofix
GCL BF dessec	amostra de GCL BF hidratada sujeita a dessecação
GCL BF dessec-esc	amostra de GCL BF dessecada sujeita a escoamento de água
GCL BF hidr	amostra de GCL BF hidratada
GCL BF hidr-esc	amostra de GCL BF hidratada sujeita a escoamento de água
GCL BF sec	amostra de GCL BF seca (não hidratada)
GCL BM	GCL Bentomat
GD	Geocomposto de Drenagem
GD NT	face geotêxtil Não Tecido do Geocomposto de Drenagem
GM	Geomembrana
GM <sub>l</sub>	Geomembrana lisa
GM <sub>PEADa</sub>	Geomembrana de PEAD a
GM <sub>PEADb</sub>	Geomembrana de PEAD b
GM <sub>PEADc</sub>	Geomembrana de PEAD c

GM <sub>pp</sub>	Geomembrana de Polipropileno
GM <sub>pvc</sub>	Geomembrana de PVC
GM <sub>t</sub>	Geomembrana texturizada
GM <sub>tc</sub>	Geomembrana texturizada coextrudada
GM <sub>tl</sub>	Geomembrana texturizada laminada
GM <sub>tm</sub>	Geomembrana moderadamente texturizada
GR	Georrede
GR seca	superfície seca da georrede
GR úmida	superfície umedecida da georrede
GS	Geoespaçador
GS seco	superfície seca do geoespaçador
GS úmido	superfície úmida do geoespaçador
GS6GT <sub>ag</sub>	Geocomposto geotêxtil agulhado-geoespaçador de 6 mm
GS6GT <sub>tec</sub>	Geocomposto geotêxtil tecido-geoespaçador de 6 mm
GS6GT <sub>ter</sub>	Geocomposto geotêxtil termoligado-geoespaçador de 6 mm
GS <sub>6mm</sub> , GS6	Geoespaçador de 6 mm
GS <sub>8mm</sub> , GS8	Geoespaçador de 8 mm
GT	Geotêxtil
GT NT	Geotêxtil Não Tecido
GT T	Geotêxtil Tecido
GT*	face geotêxtil não identificada
GTr	Geotêxtil de reforço
N <sub>2</sub>	gás azoto
ND	Não Determinado
NT	Não Tecido
NT*	Não Tecido impregnado por bentonita
NT/(NT+T)	Não Tecido/(Não Tecido com filme Tecido de reforço)
NT/T	Não Tecido/Tecido
PEAD	PoliEtileno de Alta Densidade
PELBD	PoliEtileno Linear de Baixa Densidade
PP	PoliPropileno
PVC	PoliVinil Clorado
R <sub>tl</sub>	Reforçado termo-ligado
SRCD	Sistema de Revestimento Composto Duplo
SRCS	Sistema de Revestimento Composto Simples
T	temperatura
T*	filme Tecido composto

## 1 INTRODUCTION

---

### 1.1 Contexte de l'étude

Les bentonites sont employées dans beaucoup d'applications environnementales et géotechniques en raison de leur faible perméabilité, leur haute plasticité, leur capacité d'absorption d'eau et leurs qualités rhéologiques. Un produit composite constitué de bentonite et de géosynthétiques est manufacturé depuis le début des années 80 dans le but d'agir en tant que barrière d'étanchéité. Appelé géocomposite bentonitique (GCB) ou GCL (Geosynthetic Clay Liner en anglais), ce produit est actuellement très utilisé dans les centres de stockage de déchets.

Les bureaux d'études et les agences de contrôle de l'environnement montrent un intérêt croissant en ce qui concerne l'utilisation des GCBs en tant qu'alternative par rapport aux barrières d'argile compactée pour les systèmes d'étanchéité en couverture ou au fond des centres de stockage des déchets. Cette barrière géosynthétique a fait l'objet de recherches et son utilisation croissante est liée aux résultats positifs de ces recherches et aux réussites obtenues sur site. On notera particulièrement son intérêt en application aux talus des centres de stockage des déchets, où sa facilité de pose est à opposer aux difficultés de compactage des couches traditionnelles d'argile sur pentes.

Malgré ces nombreuses recherches passées sur les GCBs, il existe peu d'informations sur leur capacité à contrôler les flux de biogaz formés par les déchets par suite des décompositions successives des matériaux organiques. Or l'efficacité des barrières de couverture des centres de stockage des déchets vis-à-vis de ce contrôle des fuites de biogaz est une question importante, notamment lorsqu'on considère les fissurations issues du tassement des déchets et les processus de dessiccation, identifiés comme les principaux responsables de l'endommagement fonctionnel de ces barrières.

Il faut aussi noter que les essais de perméabilité aux gaz des GCBs ont été jusqu'à présent réalisés en régime stationnaire, ce qui peut demander un temps très long et des équipements d'essai relativement chers et sophistiqués.

De plus il faut que soit assurée la stabilité des barrières composites constituées par ces géosynthétiques en considérant la présence de la composante bentonite et le besoin croissant d'augmenter la capacité des centres de stockage de déchets grâce à des pentes de plus en plus fortes en couverture. Il s'agit alors de prendre en compte les très faibles résistances aux interfaces des différents matériaux utilisés.

En ce qui concerne la caractérisation sous faible contrainte de confinement de la résistance des interfaces incluant des géosynthétiques (et plus particulièrement des GCBs), la méthode la plus utilisée est la « boîte de cisaillement » : il existe très peu de résultats concernant la méthode du « plan incliné ». Et pourtant cet essai permet d'évaluer le comportement d'interface des GCBs sous des conditions particulièrement intéressantes, notamment avec ruissellement d'eau au niveau de l'interface ou en

considérant l'existence d'autres conditions particulières qui peuvent être rencontrées sur site (infiltration, cycles de séchage-humidification).

Dans une couverture de site, il faut également considérer les autres produits géosynthétiques qui jouent d'autres rôles parmi lesquels on peut citer le drainage dans le plan, souvent assuré par un géospaceur, et le renforcement du sol de couverture assuré par un géotextile de renforcement. L'étude des instabilités dans les centres de stockage de déchets, liées à ces produits nécessite une connaissance approfondie du comportement des interfaces sol-géosynthétique et géosynthétique-géosynthétique.

## 1.2 Objectifs de la thèse

Cette thèse a le but d'étudier le comportement étanche (flux gazeux) et mécanique (frottements d'interface) des géocomposites bentonitiques et autres systèmes géosynthétiques, utilisés dans les couvertures des centres de stockage de déchets.

Concernant les flux gazeux, le travail a consisté à mettre au point un équipement et une nouvelle méthodologie d'essai destinés à mesurer la perméabilité aux gaz des géocomposites bentonitiques partiellement hydratés et déformés, en régime transitoire. Les objectifs principaux sont les suivants :

- Concevoir, construire et calibrer l'équipement d'essai proposé ;
- Décrire la méthodologie d'essai destinée à mesurer de manière rapide et fiable la perméabilité au gaz des GCBs;
- Évaluer l'effet couplé de la déformation en traction et du changement de la teneur en eau sur la perméabilité aux gaz des GCBs étudiés ;
- Comparer les résultats obtenus avec d'autres résultats existants en régime stationnaire.

Concernant le comportement mécanique, l'étude a été divisée en deux parties, l'une et l'autre destinées à la caractérisation du frottement d'interfaces comportant des géosynthétiques, en utilisant la méthode du « plan incliné », donc en considérant de faibles contraintes de confinement.

La première partie caractérise le frottement des interfaces « géospaceur-géomembrane » et « sol compacté-géotextile ». Pour les interfaces « géospaceur-géomembrane », les objectifs sont les suivants :

- Évaluer l'effet de la déformation cumulée sur l'interface sur les paramètres de frottement d'interface ;
- Étudier l'effet du changement de la position relative des éléments de l'interface sur les paramètres de frottement d'interface ;

Pour les interfaces « sol compacté-géotextile », les objectifs sont les suivants:

- Déterminer les enveloppes de rupture (ou « enveloppes de frottement ») des interfaces étudiées, en faisant des comparaisons avec l'enveloppe de rupture du sol compacté;
- Comparer l'efficacité fonctionnelle des géotextiles de filtration (lisses) et celle des géotextiles de renforcement (rugueux) spécialement conçus pour renforcer la couche de sol de couverture au niveau de l'interface.

La deuxième partie concerne la caractérisation du frottement d'interface des GCBs avec les objectifs suivants :

- Évaluer la possibilité d'utilisation de l'équipement « plan incliné » pour caractériser le frottement d'interface des GCBs hydratés ;
- Déterminer l'effet du ruissellement d'eau sur le frottement d'interface des GCBs hydratés ou soumis à la dessiccation ;
- Déterminer l'impact des différentes étapes de mise en place du produit sur le frottement d'interface des GCBs.

### **1.3 Organisation du mémoire de thèse**

Ce mémoire de thèse est organisé en huit chapitres. Après ce chapitre d'introduction, le chapitre 2 présente des éléments d'information concernant l'emploi des géosynthétiques dans les centres de stockage des déchets. Leurs fonctions principales sont décrites et les conceptions faisant appel à ces produits sont comparées aux solutions conventionnelles. Après une présentation des différents géocomposites bentonitiques, sont décrites les recherches récentes permettant leur caractérisation en vue d'une application dans les systèmes d'étanchéité en fond ou en couverture des centres de stockage de déchets. Le but est de mettre en évidence l'intérêt porté à ces produits par les concepteurs de site au travers de la description de nombreuses recherches visant à caractériser et comprendre leur comportement dans des conditions similaires à celles rencontrées sur site.

Le chapitre 3 présente les principes généraux de transport gazeux au travers des barrières argileuses avec une description des recherches destinées à évaluer le flux gazeux advectif au travers des GCBs en régime stationnaire. La méthode en régime transitoire, aussi appelée « méthode de la chute de pression », sera brièvement présentée avec les essais déjà réalisés qui démontrent sa fiabilité pour l'estimation de la perméabilité au gaz d'un milieu poreux.

Le chapitre 4 décrit le travail expérimental mené sur le transport advectif de gaz au travers des GCBs en régime transitoire. Le modèle mathématique qui permet l'estimation de la perméabilité au gaz au travers d'un milieu poreux soumis à ce régime est décrit. Les matériaux, l'équipement conçu et les procédures d'essai sont également présentés, avec les résultats obtenus qui sont discutés et comparés à ceux de la littérature, obtenus en régime stationnaire.

Le chapitre 5 présente des considérations générales sur la résistance d'interface des géosynthétiques et sur la stabilité mécanique des systèmes incluant des géosynthétiques, notamment en couverture des centres de stockage de déchets.



Le chapitre 6 présente des études menées sur des produits géosynthétiques employés dans les systèmes d'étanchéité des couvertures de centres de stockage de déchets avec des fonctions différentes de celles accomplies par les GCBs. Les interfaces « géospaceur-géomembrane » et « sol compacté-géotextile » seront particulièrement étudiées. Les procédures d'essai et la méthodologie de calcul destinée à déterminer les paramètres d'interface sous des conditions statiques et dynamiques sont décrites. Les résultats obtenus sont ensuite présentés et discutés.

Le chapitre 7 correspond à une extension du chapitre 6. Il présente l'étude expérimentale menée pour caractériser le frottement d'interface des GCBs sous de faibles contraintes de confinement. L'équipement « plan incliné modifié » est présenté avec les adaptations réalisées afin de soumettre les interfaces au ruissellement d'eau. Les résultats obtenus sur des échantillons en condition hydratée et desséchée sont ensuite comparés. Ce chapitre se termine par des considérations concernant les différentes étapes de mise en place des GCBs.

Le chapitre 8 présente les principaux résultats de ce travail de recherche et propose quelques suggestions pour des recherches futures.

## 1 INTRODUÇÃO

---

### 1.1 Contexto do estudo

As bentonitas estão sendo usadas em várias aplicações nos campos ambiental e geotécnico, devido às suas propriedades de baixa permeabilidade, elevada plasticidade, elevada capacidade de absorção e às suas qualidades reológicas. Dentro de uma perspectiva mercadológica e considerando-se as propriedades supramencionadas, um produto composto de uma mistura de bentonita e geossintéticos é manufaturado desde a década de 80 para atuar como uma barreira de fluxo. Chamado geocomposto bentonítico ou GCL (acrônimo da denominação inglesa “Geosynthetic Clay Liner”), tal produto tem desfrutado amplo uso em instalações de contenção de resíduos, tais como aterros sanitários e aterros de resíduos industriais e de mineração.

Os projetistas e as agências de controle e regulamentação ambiental têm mostrado um interesse crescente no uso de geocompostos bentoníticos como uma alternativa às barreiras de argila compactada (CCLs) como parte do sistema de cobertura ou do sistema de revestimento de fundo destas instalações. Essa barreira geossintética tem sido intensivamente investigada, e o rápido crescimento de seu uso decorre dos resultados favoráveis desses estudos e às bem sucedidas experiências de campo. Particularmente no que concerne à aplicação em taludes de aterros, ressalta-se que as dificuldades associadas à compactação dos revestimentos de argila compactada em superfícies inclinadas, em oposição à facilidade de instalação e à comprovada superioridade funcional do GCL relativamente a estes sistemas convencionais, têm sido as principais incentivadoras de seu uso.

Embora muita pesquisa tenha sido realizada para investigar a eficiência dos GCLs como barreira de contenção e desvio de fluxo de percolantes líquidos, muito pouco se sabe sobre sua capacidade de controlar o fluxo de gases. Quantidades consideráveis de gás são geradas em aterros sanitários em decorrência da decomposição da matéria orgânica e, portanto, a eficiência das barreiras argilosas no controle da emissão de gases é uma importante questão relacionada ao projeto de camadas de cobertura desses aterros, visto que trincas de deformação advindas do recalque dos resíduos, assim como trincas de dessecação resultantes de ciclos de umedecimento e secagem, têm sido identificadas como as principais responsáveis pelo comprometimento funcional dessas barreiras argilosas.

Ressalta-se que os estudos até aqui realizados contemplam a medida da permeabilidade a gás dos GCLs em regime de fluxo permanente, o que pode demandar longos períodos de tempo de ensaio e o emprego de equipamentos relativamente caros e sofisticados destinados a garantir e a medir esse regime de fluxo.

Além dos aspectos relacionados à capacidade do GCL de trabalhar como uma barreira hidráulica capaz de limitar e controlar eficientemente o fluxo de gases e percolados

líquidos, a estabilidade das barreiras compostas que contemplam esse geossintético deve ser investigada dada a particularidade de sua composição (presença da componente bentonita) e à necessidade crescente de ganho de espaço nas instalações de contenção de resíduos através da adoção de taludes cada vez mais íngremes dos sistemas de revestimento. Estas barreiras, quando dispostas em superfícies inclinadas, como na base dos sistemas de disposição ou na cobertura de aterros, estão sujeitas a esforços cisalhantes que podem comprometer a estabilidade da obra, devido às relativamente baixas resistências que se desenvolvem na interface com os diferentes materiais em contato e através do recheio de bentonita.

A resistência de interface entre geossintéticos tem sido medida usualmente por meio do ensaio de cisalhamento direto. O ensaio de plano inclinado surge como uma possibilidade vantajosa para esse fim, pois possibilita a medida de resistências de interface sob baixas tensões de confinamento, como as que ocorrem em camadas de coberturas de aterros sanitários. Além disso, a possibilidade de adequação das condições de ensaio confere ao plano inclinado a flexibilidade necessária para se aferir o comportamento de interface de GCLs sob certas condições como aquelas que consideram o efeito da percolação d'água sobre a resistência de interface e que incluem a existência de condições passíveis de serem encontradas em campo, como a infiltração e ciclos de umedecimento e secagem.

Ainda no contexto da camada de cobertura, é importante ressaltar que, além da função de barreira de contenção e desvio de fluxo exercida pelos GCLs e geomembranas, outras mantas geossintéticas exercem um ou diversos papéis. Estes incluem a drenagem no plano, garantida, por exemplo, por um geoespaçador, assim como o reforço da camada de proteção (solo de cobertura), garantido por um geotêxtil de reforço. A incidência de problemas de instabilidade observados nessas obras e no seio dessas soluções de engenharia demanda, portanto, um conhecimento aprofundado pertinente ao comportamento das interfaces solo-geossintético e geossintético-geossintético constituídas por esses materiais geossintéticos.

## **1.2 Objetivos da tese**

O objetivo dessa tese é estudar a permeabilidade a gases e a resistência de interface de geocompostos bentoníticos e de outros sistemas geossintéticos destinados à composição de camadas de cobertura de instalações de contenção de resíduos.

Com relação ao fluxo gasoso, a pesquisa se concentra na apresentação de um equipamento (permeâmetro) e uma metodologia de ensaio destinados a medir a permeabilidade a gás de geocompostos bentoníticos parcialmente hidratados e deformados sujeitos a regime de fluxo transiente. Os principais objetivos dessa pesquisa são:

- Conceber, confeccionar e calibrar o equipamento de ensaio proposto;
- Descrever a metodologia de ensaio destinada a medir de forma rápida e confiável a permeabilidade a gás de GCLs;
- Avaliar o efeito acoplado da deformação de tração e da variação do teor de umidade sobre a permeabilidade a gás dos GCLs ensaiados;

- Comparar os resultados obtidos com aqueles existentes na literatura correspondentes aos métodos de ensaio de permeabilidade sob regime de fluxo permanente.

Quanto ao comportamento mecânico avaliado, o estudo contempla duas partes, ambas destinadas à caracterização da resistência ao cisalhamento de interfaces que comportam elementos geossintéticos mediante o emprego do equipamento plano inclinado modificado, portanto sob baixas tensões confinantes.

A primeira parte se concentra na caracterização da resistência ao cisalhamento de interfaces do tipo geoespaçador - geomembrana e solo compactado - geotêxtil. Para as interfaces geoespaçador - geomembrana, os objetivos principais são os seguintes:

- Avaliar o efeito da deformação acumulada na superfície geossintética sobre a resistência ao cisalhamento de interface;
- Estudar o efeito da mudança da posição relativa entre os elementos da interface sobre os seus parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Para as interfaces solo compactado - geotêxtil, os objetivos principais são:

- Determinar as respectivas envoltórias de ruptura das interfaces ensaiadas, (envoltórias de atrito), comparando-as com a envoltória de ruptura do solo compactado;
- Comparar a eficiência funcional de geotêxteis de filtração com a correspondente aos geotêxteis de reforço especialmente projetados para incrementar a resistência do solo na interface.

A segunda parte se concentra na caracterização da resistência ao cisalhamento de interface de geocompostos bentoníticos e tem como principais objetivos:

- Avaliar a adequabilidade do ensaio plano inclinado no estudo da resistência de interface de GCLs hidratados;
- Aferir a influência da percolação de água sobre a resistência de interface de GCLs hidratados ou sujeitos à dessecação;
- Aferir a influência de aspectos correspondentes à fase construtiva sobre a resistência ao cisalhamento de interface de GCLs.

### **1.3 Organização da tese**

Esta tese está organizada em 8 capítulos. Após este capítulo inicial de introdução, o capítulo 2 apresentará informações gerais pertinentes ao emprego de geossintéticos em aterros sanitários. A versatilidade desses produtos face às soluções tradicionais será ressaltada e suas principais funções descritas. Os GCLs serão apresentados e ênfase será dada às pesquisas recentes destinadas a caracterizá-los sob a perspectiva de sua aplicação em sistemas de revestimento de fundo e de cobertura de instalações de

retenção de resíduos. O propósito é de realçar a importância conferida a essas barreiras através da descrição da grande quantidade de diferentes pesquisas que buscam caracterizar e compreender o seu comportamento sob condições similares às de serviço.

O capítulo 3 trata dos princípios gerais relacionados ao transporte gasoso através de barreiras argilosas, com uma descrição das pesquisas destinadas a avaliar o fluxo gasoso advectivo através de GCLs sob regime de fluxo permanente. Apresenta-se o método de fluxo transiente, também denominado “método de queda de pressão”, com ênfase às pesquisas realizadas que atestam a sua viabilidade na medida da permeabilidade de um meio poroso a um dado fluido.

O capítulo 4 descreve o trabalho experimental sobre o transporte advectivo de gás através de GCLs sob regime de fluxo transiente. O modelo matemático que permite a medida da permeabilidade a gás de um meio poroso sob esse regime de fluxo será descrito. Materiais, equipamento de ensaio concebido e os procedimentos de ensaio são apresentados. Os resultados obtidos são relatados, discutidos e comparados com aqueles existentes na literatura correspondentes ao método de fluxo sob regime permanente.

O capítulo 5 apresenta considerações gerais sobre a resistência de interface de geossintéticos e sobre a estabilidade mecânica de sistemas de revestimento que os contemplam, com particular interesse à estabilidade da camada de cobertura de aterros sanitários.

O capítulo 6 apresenta os estudos relacionados à resistência de interface de elementos geossintéticos que desempenham funções distintas daquela realizada pelos GCLs (drenagem, filtração, reforço do solo de proteção). Interesse particular é dado às interfaces geoespaçador - geomembrana e solo compactado - geotêxtil. Os procedimentos de ensaio e a metodologia de cálculo destinada a aferir os parâmetros estáticos e dinâmicos de resistência ao cisalhamento de interface serão apresentados. Os resultados obtidos são mostrados e discutidos.

O capítulo 7 corresponde a uma extensão do capítulo 6 e trata da resistência de interface de GCLs dentro do contexto de seu emprego em camadas de cobertura de instalações de retenção de resíduos. O equipamento plano inclinado modificado será apresentado com as adaptações que permitiram submeter as interfaces à percolação de água. Os resultados correspondentes a amostras nas condições hidratada e dessecada serão comparados. Aspectos concernentes à fase construtiva serão também avaliados.

O capítulo 8 resume as conclusões do trabalho de pesquisa descrito nesta tese e realça algumas sugestões para trabalhos futuros.

## **2 LES GEOSYNTHETIQUES ET LEURS APPLICATIONS AUX OUVRAGES DE PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT**

---

### **Résumé et conclusions**

Ce chapitre a pour but de présenter les applications générales consécutives des géosynthétiques dans les ouvrages de protection de l'environnement et en particulier dans les centres de stockage de déchets (§ 2.1). Les principaux types de géosynthétiques avec leurs fonctions principales respectives sont brièvement décrits (Tableau 2.1). Les avantages techniques et économiques de ces produits comparés aux produits conventionnels de génie civil, tels que adaptabilité et facilité de mise en oeuvre et très bonnes caractéristiques mécaniques et hydrauliques, ont été identifiés.

Parmi les géosynthétiques, les géocomposites bentonitiques (GCBs) sont plus particulièrement étudiés ici (§ 2.2). Les différents types de GCBs existants sur le marché (Figure 2.3), les vastes possibilités d'application de ces produits dans les ouvrages de génie civil (Figures 2.6 à 2.9) et leur composition sont présentés, mettant en avant l'importance de la qualité du composant « bentonite ». Conçus pour remplacer ou pour agir en complément des couches d'argile compactée (CCLs), les avantages et les désavantages des GCBs sont décrits en comparaison aux barrières conventionnelles (Tableau 2.2). La notion d'équivalence des systèmes d'étanchéité composite est discutée (Tableau 2.3). Les principales limitations à l'application des GCBs sont décrites en relation avec leur environnement géochimique et mécanique, dans le but de souligner le besoin d'une connaissance approfondie des influences que le milieu peut exercer sur le produit pendant la durée de vie de l'ouvrage.

Les recherches menées jusqu'aujourd'hui sur les GCBs sont présentées dans le but de caractériser leurs propriétés et de prévoir leur comportement à long terme (§ 2.4). Sont ainsi décrits des essais menés par de nombreux experts dans le monde en laboratoire ou à grande échelle sur site. Une bibliographique la plus exhaustive possible sur les principales recherches dédiées aux GCBs durant la dernière décennie a été réalisée, avec un intérêt particulier pour les recherches concernant leurs applications aux ouvrages de génie civil (§ 2.4.2), leurs propriétés hydrauliques (§ 2.4.3), leur résistance au cisaillement (§ 2.4.4), leur sensibilité à la dessiccation (§ 2.4.5), l'équivalence des différents systèmes d'étanchéité composite (§ 2.4.6), les propriétés particulières de la bentonite (§ 2.4.7) et les réglementations environnementales et normes d'essai (§ 2.4.8).



## **2 GEOSSINTÉTICOS EM APLICAÇÕES AMBIENTAIS**

---

### **2.1 Introdução**

As atividades humanas geram resíduos dos mais variados tipos, alguns dos quais estão presentes no cotidiano de todas as pessoas tais como o lixo doméstico, os esgotos e as emissões de gases e vapores geradas pelos veículos e pela indústria. Outros são menos visíveis ou menos perceptíveis, como os resíduos e efluentes industriais e de mineração, os resíduos agrícolas e o lixo hospitalar. Estes exemplos não abrangem todas as possibilidades de resíduos, porém é possível notar que as distintas classes desses materiais envolvem diferentes níveis de periculosidade ao meio ambiente e à saúde pública, e, nesse sentido, eles são classificados como perigosos, não inertes ou inertes (NBR 10004, 1987).

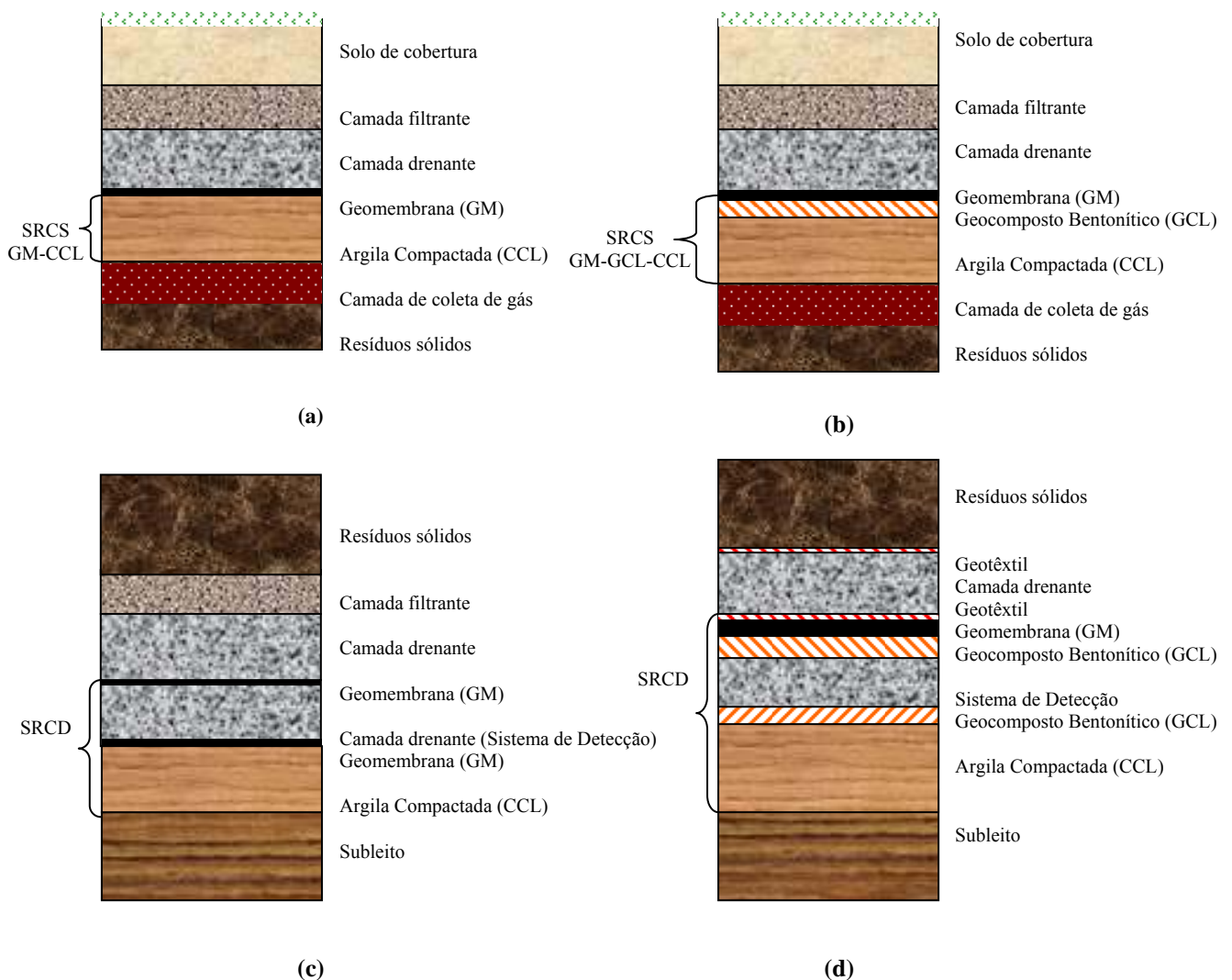
Até cerca de 1980, pouca atenção se dava à disposição e destinação desses resíduos e efluentes, os quais eram frequentemente lançados de forma indiscriminada no meio ambiente, sobre o solo, em corpos de água ou na atmosfera. A partir dessa época, a crescente consciência da população e dos órgãos de controle ambiental acerca da preservação dos bens naturais e o reconhecimento de que as intervenções sobre o meio físico devem ser o menos traumáticas possíveis ensejaram uma mudança de concepção e de atitude na filosofia da disposição de resíduos. Na atualidade, existe uma extensa legislação, em níveis federal, estadual e municipal, que regula todas as atividades associadas a essa questão.

O gerenciamento adequado dos resíduos visa minimizar os possíveis impactos ambientais e prejuízos à saúde pública decorrentes da liberação de emissões gasosas e líquidas associadas às características destes materiais. Dispõe-se de diversas alternativas para lidar com a problemática dos resíduos, como políticas que tratam de reduzi-los, reaproveitá-los ou reciclá-los. Atualmente, dentre as alternativas de tratamento e destinação final dos resíduos sólidos urbanos, podem ser citadas as práticas de incineração, reaproveitamento, reciclagem e compostagem. Contudo, sempre restam resíduos que necessitam ser estocados, de alguma forma, no meio físico e, principalmente, no solo. Para esse propósito, conta-se com sistemas de contenção de resíduos como, por exemplo, os aterros sanitários.

A norma NBR 8419 (1992) conceitua o aterro sanitário como sendo uma “técnica de disposição de resíduos sólidos urbanos no solo, sem causar danos à saúde pública e à sua segurança, minimizando os impactos ambientais, método este que utiliza princípios de engenharia para confinar os resíduos sólidos à menor área possível e reduzi-los ao menor volume permissível, cobrindo-os com uma camada de terra na conclusão de cada jornada de trabalho ou a intervalos menores, se necessário”. Trata-se de estruturas construídas como depressões ou células dispostas acima do terreno e projetadas para conter resíduos de uma forma tal que a possível contaminação do ambiente circundante é impedida pela obediência às normas construtivas prescritas pela legislação ambiental.



Tais estruturas contemplam sistemas de revestimento de fundo, dos taludes laterais e de cobertura, os quais se destinam, essencialmente, a isolar do ambiente (solo, água e ar) os resíduos acondicionados e seus derivados (gases e líquidos) gerados no corpo do aterro. Eles devem ser executados a fim de garantir estanqueidade, durabilidade, resistência mecânica, resistência às intempéries e compatibilidade com os resíduos a serem aterrados (Rocca, 1993). Tais sistemas podem ser individuais (constituídos por uma única barreira de fluxo) ou compostos (constituídos por duas ou mais barreiras de fluxo) e, quando intercalado por uma camada intermediária de detecção de vazamentos, o sistema é denominado duplo. A Figura 2.1 abaixo apresenta alguns exemplos destes sistemas de revestimento conforme prescrição da agência de proteção ambiental dos Estados Unidos (US EPA).



**Figura 2.1. Sistemas de revestimento prescritos pela agência de proteção ambiental dos Estados Unidos (US EPA): sistemas de cobertura (a,b); sistemas de fundo (c,d) (Carson, 1995). Nota: SRCS: Sistema de Revestimento Composto Simples; SRCD: Sistema de Revestimento Composto Duplo.**

**Figure 2.1. Dispositifs d'étanchéité établis par les bureaux de protection de l'environnement des États-Unis (US EPA): dispositif en couverture (a,b); dispositif en fond (c,d) (Carson, 1995). Note: SRCS: Dispositif d'Étanchéité Composite Simple; SRCD: Dispositif d'Étanchéité Composite Double.**

Originalmente construídas por materiais granulares (solo, brita graduada, pedregulho, areia), as componentes desses sistemas de revestimento foram sendo rapidamente substituídas ou complementadas por materiais geossintéticos, os quais encontram aplicação em praticamente todas as funções desempenhadas por esses sistemas. A ASTM (American Society for Testing and Materials) em sua norma ASTM D4439-02 (2002) (Standard Terminology for Geosynthetics) define os geossintéticos como “produtos planares manufaturados, constituídos de materiais poliméricos, usados com solo, rocha, terra ou outros materiais relacionados à engenharia como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema concebido e implementado pelo homem”.

Particularmente no que concerne à engenharia geo-ambiental, tais produtos têm tido emprego crescente e generalizado ao longo das últimas décadas, sendo empregados a fim de cumprir as diversas funções que lhe são pertinentes, a saber:

1. Separação: o produto geossintético é colocado entre dois materiais distintos de modo que a integridade e o funcionamento de ambos materiais podem ser mantidos ou melhorados;
2. Reforço: o produto geossintético fornece resistência à tração a materiais ou sistemas que carecem desta capacidade resistente;
3. Filtração: o produto geossintético permite o fluxo através de seu plano enquanto retém as partículas acima de um dado tamanho em seu lado de montante;
4. Drenagem: o produto geossintético transmite fluxo através do plano de sua estrutura;
5. Barreira: o produto geossintético apresenta baixíssima permeabilidade e sua única função é conter líquidos e gases;
6. Proteção: o produto geossintético fornece uma proteção acima (ou abaixo) de outros produtos (em geral geomembranas) a fim de impedir danos durante a colocação de materiais subjacentes.

A maior parte das aplicações, contudo, tem sido concentrada nas instalações de contenção de resíduos sólidos ou aterros sanitários para fins de proteção do lençol freático e das águas superficiais presentes no ambiente físico destas estruturas de engenharia. Os geossintéticos têm exibido um papel importante neste desafio devido essencialmente a aspectos tais como versatilidade, viabilidade econômica, facilidade de instalação e boa caracterização de suas propriedades mecânicas e hidráulicas, podendo oferecer, portanto, vantagens técnicas e econômicas comparativamente às soluções de engenharia convencionais. A Tabela 2.1 abaixo apresenta os diferentes tipos de geossintéticos e suas correspondentes funções (Bouazza et al., 2002a).

**Tabela 2.1. Tipos de geossintéticos e funções correspondentes (Bouazza et al., 2002a).**

**Tableau 2.1. Types de géosynthétiques et fonctions correspondantes (Bouazza et al., 2002a).**

Tipo de geossintético	Função					
	Separação	Drenagem	Filtração	Reforço	Barreira	Proteção
Geotêxtil NT*	•	••	•		•	•
Geotêxtil T**	•		••	•		
Geogrelha				•		•
Geomembrana					•	
Geocélula	•			•		
GCL					•	••
Geocompostos	••	•	••	••	•	•
Georrede		•				
Geotubo		•				

•função principal; ••função secundária; \*não tecido; \*\*tecido.

Conforme descrito anteriormente, os principais componentes funcionais dos sistemas de contenção de resíduos em instalações de disposição de resíduos modernas são (Manassero et al., 2000):

1. Revestimento de fundo, o qual deve reduzir o tanto quanto possível a migração contaminante advectiva e difusiva em direção à zona vadosa e/ou ao aquífero. O desempenho das barreiras de baixa permeabilidade é essencialmente governado pela permeabilidade e difusividade hidráulicas de campo, por sua compatibilidade química com os produtos contidos, por sua capacidade de absorção e pelo seu tempo de vida útil. Por outro lado, o desempenho dos filtros e das camadas drenantes é governado pela capacidade de impedir a colmatação do sistema, a qual por sua vez é influenciada pelo tipo de resíduo e pelas técnicas de gerenciamento do aterro sanitário.
2. Revestimento dos taludes laterais, o qual tem essencialmente a mesma função do revestimento de fundo. O projeto destes revestimentos laterais pode ser governado por considerações de estabilidade e pela necessidade de controlar a migração de biogás no interior da zona vadosa.
3. Sistema de cobertura, o qual deve controlar o movimento de água e de gases e deve minimizar a emissão de odores à atmosfera e a proliferação de vetores de doenças. Também são usados para fins de controle de erosão e para fins estéticos. Seus critérios de projeto são freqüentemente menos complexos que aqueles usados no projeto dos outros componentes de revestimento devido à facilidade de reparação e de monitoramento de seu desempenho.

Adicionalmente a estes três componentes principais, os geossintéticos têm alcançado uso expressivo em dois componentes adicionais em sistemas de contenção de resíduos, a saber:

1. Sistemas de coleta de líquidos, os quais são destinados à coleta de líquidos em associação com o sistema de cobertura, à coleta do percolado do resíduo em associação com o revestimento de fundo e à coleta e detecção de vazamentos no caso de revestimentos duplos. Sistemas de coleta de gases também têm sido projetados com o uso de geossintéticos.

2. Sistemas de interceptação, os quais são particularmente empregados em projetos de fechamento de aterros antigos construídos sem sistemas de revestimento de fundo rigorosos ou para fins de contenção de resíduos nocivos. Aspectos pertinentes à compatibilidade química, à difusão e à incidência de defeitos devem ser levados em consideração quando da avaliação de seu desempenho global.

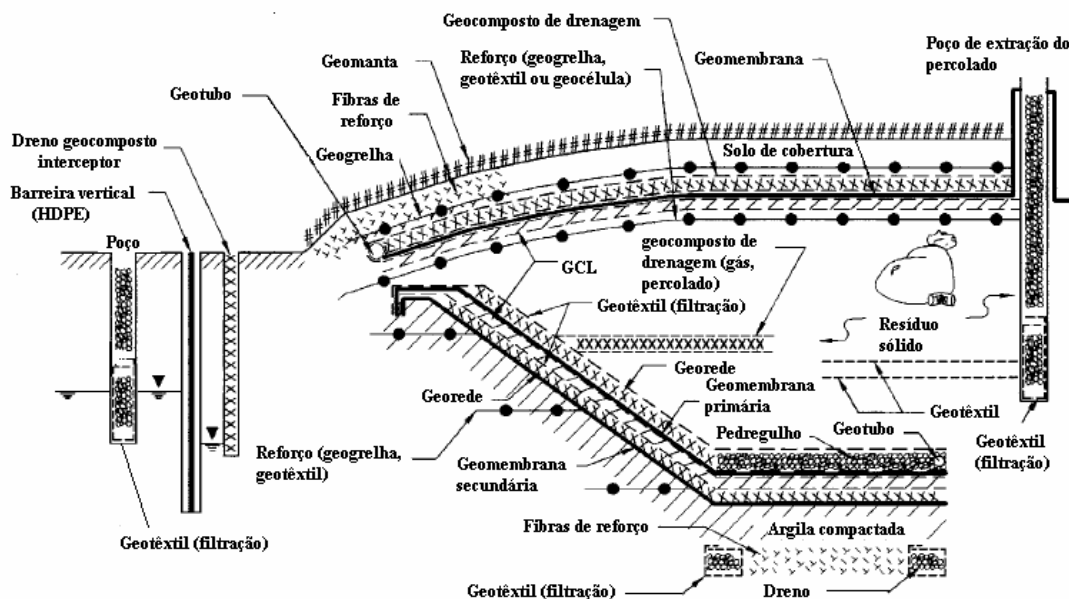
O emprego de materiais geossintéticos em aterros sanitários em seus diversos graus depende fundamentalmente da natureza do projeto e das exigências regulamentares prescritas pelas agências de proteção ambiental. Assim, dentro da perspectiva da realidade de projeto de um aterro de resíduos e considerando-se os elementos apresentados na Tabela 2.1, tem-se que:

- ✓ As geogrelhas podem ser usadas para reforço dos taludes laterais abaixo do resíduo, para reforço do solo de cobertura acima da geomembrana, para reforço de zonas passíveis de subsidência, para resistir aos recalques diferenciais gerados pela eventual ampliação horizontal e vertical de aterros e para a proteção da geomembrana, reduzindo a solicitação em tração.
- ✓ As georredes destinam-se fundamentalmente à drenagem ao longo de seu plano através de seus espaços abertos, devendo ser protegidas da possibilidade de colmatação por meio do material adjacente, sendo empregadas em conjunto com geotêxteis ou geomembranas sobre uma ou ambas de suas superfícies.
- ✓ As geomembranas são lâminas de baixíssima permeabilidade de natureza polimérica usadas como barreiras para líquidos e vapores. É amplamente aceito que a durabilidade a longo prazo e a compatibilidade química deste produto não são as principais preocupações quando de seu uso em aterros de resíduos (Hsuan & Koerner, 1998; Rowe & Sangam, 2002, Tisinger et al., 1991), de modo que uma geomembrana apropriadamente projetada e instalada segundo rigorosos critérios de controle de qualidade de fabricação e de construção tem o potencial de centenas de anos de vida útil.
- ✓ Dentre os geocompostos, os quais vêm a ser um subconjunto dos geossintéticos onde dois ou mais materiais individuais são associados num único produto, a associação geotêxtil-georrede (geocomposto de drenagem) tem sido a mais empregada, onde o geotêxtil trabalha como elemento separador e filtrante, enquanto a georrede trabalha como elemento drenante.
- ✓ Os GCLs representam um material composto consistindo de bentonita e geossintéticos (geotêxteis ou geomembranas), constituindo um produto único de função essencialmente de barreira de fluxo. Devido à flexibilidade de produção e à rapidez de inovação, diferentes tipos de GCLs são também disponíveis com variações em seus desempenhos que permitem seu emprego em diversas condições específicas de projeto.
- ✓ Os geotubos são geralmente inseridos em camadas granulares de drenagem a fim de facilitar a coleta e rápida drenagem do percolado a um sistema de bombeamento ou de remoção. Instalações de recirculação do percolado

empregam geotubos para transportar e redistribuir o fluido de volta ao corpo do aterro.

- ✓ Os geotêxteis constituem os mais ecléticos dos materiais geossintéticos, sendo usados para fins de filtração (evitando a colmatção de camadas drenantes), separação (evitando a mistura de materiais distintos), proteção (evitando danos sobre a geomembrana) e ocasionalmente de reforço (inserção na massa de resíduo visando aumentar sua estabilidade global).
- ✓ As geocélulas são painéis constituídos por células tridimensionais interconectadas dentro das quais materiais de preenchimento específicos são colocados e compactados, criando um sistema que conserva o material de preenchimento no local, impedindo o movimento de massa pelo fornecimento de reforço à tração. Suas aplicações incluem a proteção e a estabilização de superfícies inclinadas e o reforço do subleito de revestimentos de fundo.

A Figura 2.2 ilustra o uso extensivo de geossintéticos em sistemas de revestimento de base e de cobertura de instalações modernas de aterros sanitários (Zornberg & Christopher, 1999), representando uma boa ilustração de um projeto no qual os diferentes geossintéticos podem ser usados para desempenhar todas as funções discutidas anteriormente.



**Figura 2.2. Aplicações múltiplas de geossintéticos em aterros sanitários (adaptado de Zornberg & Christopher, 1999).**

**Figure 2.2. Applications multiples des géosynthétiques dans les centres de stockage de déchets (Zornberg & Christopher, 1999).**

Informações completas sobre os diferentes tipos de geossintéticos empregados em instalações de contenção de resíduos, dos avanços recentes envolvendo o seu emprego nessas obras e dos casos históricos recentes que atestam a implementação desses avanços na prática de engenharia podem ser obtidas em Bouazza et al. (2002a), Manassero et al. (2000) e Vilar (2003).

## 2.2 Os geocompostos bentoníticos e suas aplicações

Os geocompostos bentoníticos (GCLs) têm sido utilizados em sistemas de revestimento de baixa permeabilidade desde 1986 (Heerten et al., 1995), existindo diversos fabricantes internacionais que produzem diferentes tipos deste produto. Os GCLs são barreiras hidráulicas manufaturadas consistindo de uma camada bentonítica, em geral bentonita sódica ou cálcica, a qual exibe muito baixa condutividade hidráulica e elevado potencial de expansão, ligada a uma geomembrana ou envolvida por dois geotêxteis. No primeiro caso, a camada de argila é misturada a um adesivo e ligada a uma face de uma lâmina de geomembrana. Neste caso, a camada de argila pode aumentar a capacidade de vedação da geomembrana, entretanto o mais importante é que sua capacidade de expansão pode minimizar o fluxo hidráulico através de eventuais furos ocorridos durante o processo de instalação do revestimento.

No segundo caso, o núcleo bentonítico é fixado ao geotêxtil por processo de agulhagem (needling), costura (stitching), colagem (gluing) ou laminação térmica (heatbonding), o que implica um considerável ganho de integridade estrutural do conjunto. O GCL agulhado consiste de bentonita em pó encapsulada por uma alta densidade de fibras agulhadas (cerca de 2 a 2,5 milhões por metro quadrado) que se estendem do geotêxtil não-tecido superior, atravessando a bentonita até o geotêxtil inferior; o GCL costurado consiste de bentonita em pó contida por ligações costuradas que conectam os geotêxteis superior e inferior; o GCL colado consiste de uma mistura de bentonita e um material adesivo, colocada entre dois geotêxteis, não existindo nenhum fio ou fibra de ligação conectando os geotêxteis superior e inferior. Mais recentemente, tem sido apresentado o GCL agulhado tratado termicamente, onde o processo de aquecimento funde conjuntos de fibras individuais entre si ou as funde ao geotêxtil inferior. Isto minimiza o arrancamento destas fibras quando solicitadas, permitindo que maiores resistências às tensões cisalhantes sejam alcançadas. Em geral, as camadas de argila nestes produtos são de 5 a 10 mm de espessura na condição seca e pesam em torno de 3 a 5 kg/m<sup>2</sup> para bentonitas sódicas (Heerten, 2002), podendo ser maior que o dobro desses valores no caso de bentonitas cálcicas. A Figura 2.3 a seguir mostra seções transversais dos tipos gerais de GCL disponíveis atualmente no mercado.

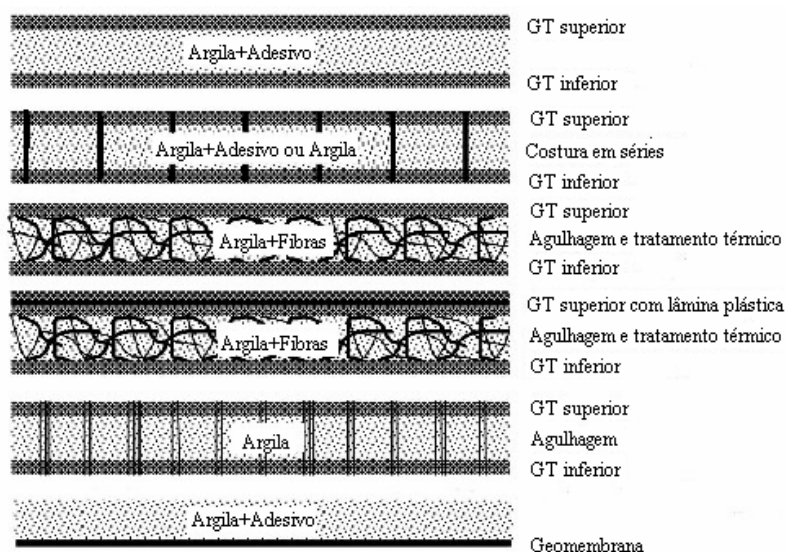


Figura 2.3. Tipos gerais de GCLs disponíveis no mercado (adaptado de Eichenauer & Reither, 2002).

Figure 2.3. Types principaux de GCBs disponibles dans le marché des géosynthétiques (Eichenauer & Reither, 2002).

O eficiente desempenho funcional do GCL como elemento de contenção hidráulica repousa fundamentalmente sobre as propriedades de expansão e de absorção de água da bentonita. A bentonita tem importantes propriedades físicas e químicas que lhe conferem reduzida permeabilidade à água e a outros fluidos quando hidratada. Ela contém um argilo-mineral chamado montmorilonita que controla a permeabilidade pela hidratação, expansão e separação do espaço intercamadas entre as lâminas argilo-minerais superpostas, criando desta forma caminhos extremamente tortuosos, longos e obstruídos para o fluxo. Informações gerais sobre as propriedades dos argilos-minerais constituintes da bentonita podem ser obtidos em Grim (1968) e Mitchell (1993).

Informações adicionais sobre formação e fontes de bentonita são encontradas em Naue Fasertechnik (2003). Milles (2002) e von Maubeuge (2002) citam os principais ensaios empregados na caracterização de bentonitas destinadas à composição de GCLs e apresentam um conjunto de ensaios e critérios adicionais que têm sido usados para avaliar a adequabilidade de tais bentonitas para fins de uso em GCLs.

Até recentemente, a bentonita sódica era o único tipo utilizado como componente de vedação em GCLs. Entretanto, uma vez colocados no local, os GCLs são sujeitos a influências físicas, químicas e biológicas que afetam a sua permeabilidade original de uma forma negativa (Alexiew, 2000). A bentonita pode entrar em contato com uma variedade de compostos orgânicos e inorgânicos, assim como entrar em contato com solos contaminados, água subterrânea ou percolados, tornando-se suscetível a alterações no seu comportamento. Herteen (2002) cita que um GCL em condição não-hidratada não pode atuar como uma barreira de fluxo contra líquidos não-polares, como os hidrocarbonetos, por exemplo.

Rowe (1998), discorrendo sobre a minimização da migração de contaminantes através de sistemas de revestimento constituídos por GCLs, apresenta uma série de valores de condutividade hidráulica do produto após o processo de permeação por uma diversidade de percolados de composições químicas variadas, constatando a influência da interação bentonita-percolado no aumento desta propriedade do GCL.

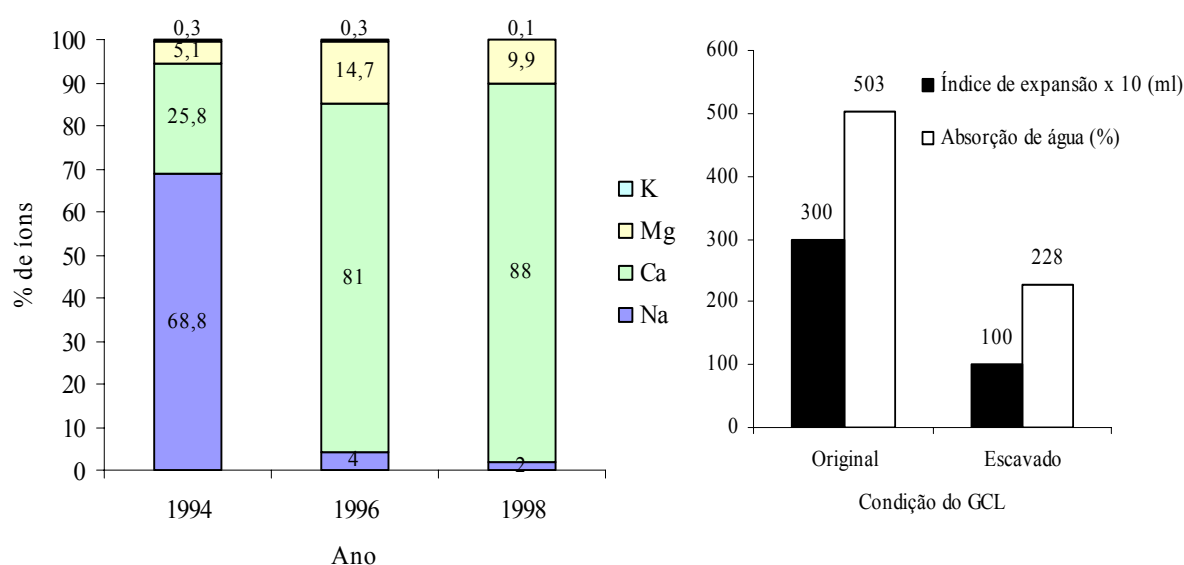
Egloffstein (1994) ressalta que a capacidade de expansão da bentonita depende do conteúdo de eletrólitos na solução do solo, podendo esta propriedade, em função da concentração e do tipo de eletrólito ou compostos orgânicos particulares, diminuir consideravelmente quando em contato com estas soluções, conduzindo a retrações e a uma indesejada elevação da permeabilidade.

Investigações de campo em GCLs sódicos têm permitido a constatação do fenômeno de trocas iônicas da bentonita sódica natural conforme mencionado por Egloffstein (1997). Estas investigações têm permitido identificar a influência do processo de trocas iônicas sobre as propriedades-índice do componente bentonítico sódico (redução do índice de expansão e da capacidade de absorção, por exemplo), com notada predominância de substituições de íons sódio por íons cálcio (Fig. 2.4).

Desta forma, um GCL originalmente sódico pode ser completamente convertido em um GCL cálcico, sendo o conteúdo de cálcio da maioria dos solos suficiente para induzir uma notável troca iônica, principalmente quando os íons sódio estão fracamente ligados e quando a quantidade de bentonita sódica no GCL é relativamente pequena (Alexiew,

2000). Sporer & Gartung (2002a) citam que, em decorrência da troca iônica, a permissividade (permeabilidade por espessura unitária) de GCLs foi cerca de uma potência decimal maior que aquela da bentonita sódica original, conquanto não tenha existido nenhuma dessecação com formação de trincas.

Tem-se verificado que se GCLs nessas condições dessecam e surgem trincas de retração, a reduzida capacidade de expansão da bentonita alterada torna impossível a completa vedação, segundo Alexiew (2000), não havendo mais garantia do efeito vedante do GCL. Algumas constatações experimentais reforçam a incidência desse fenômeno (Dobras & Elzea, 1993; James et al., 1997; Herold, 1997; Ranis, 1999; Sporer & Gartung, 2002b).



**Figura 2.4. Fenômeno de trocas catiônicas em GCL e correspondentes conseqüências sobre suas propriedades hidráulicas (Melchior, 2002).**

**Figure 2.4. Phénomène d'échange cationique dans le GCB et conséquences correspondantes sur ses propriétés hydrauliques (Melchior, 2002).**

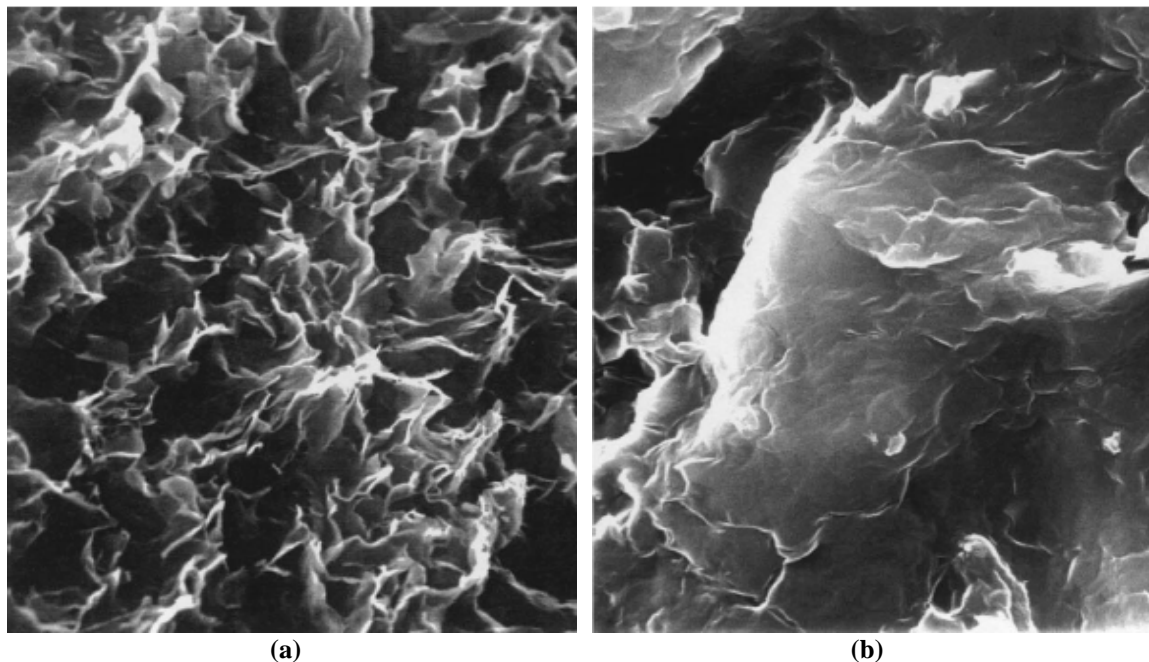
A Figura 2.5 apresenta os aspectos microestruturais de uma bentonita sódica e de uma originalmente sódica tornada cálcica pela incidência do fenômeno de trocas catiônicas. Na imagem (a), as partículas de montmorilonita sódica apresentam-se dispersas e distribuídas de forma relativamente regular ao longo da área, resultando em um grande número de poros de seções estreitas formados entres as partículas. Na imagem (b), as partículas de montmorilonita cálcica apresentam-se mais próximas (menos dispersas) e arranjadas de forma paralela, resultando na formação de poros ainda menores dentro dos agregados minerais, porém originando canais de poros maiores entre tais agregados.

Essas diferenças microestruturais pertinentes às partículas montmoriloníticas acabam por imprimir comportamentos igualmente distintos à componente bentonita dos GCLs, cujas capacidades de absorção de água, de expansão, de difusão, de plastificação e de resistência mecânica estão intimamente relacionadas à natureza da montmorilonita predominante.

O comprometimento funcional do GCL sódico pela incidência desse fenômeno acabou impondo a necessidade de se desenvolver e usar um GCL com bentonita cálcica. Nesse caso, usa-se uma quantidade de bentonita maior, de modo a ter uma capacidade de



vedação inicial equivalente a do GCL sódico convencional. Assim, dispõe-se de uma opção para eliminar o efeito deletério das trocas iônicas sobre as propriedades do produto. O assunto ainda apresenta controvérsias, existindo muitas interpretações pertinentes à avaliação da capacidade de auto-recuperação da bentonita após a formação de trincas de dessecação. Assim é que Heerten & von Maubeuge (1997) e Egloffstein (2000) acreditam que as trincas fecham novamente e que somente um ligeiro incremento na permissividade de cerca de meia potência decimal é esperado como resultado da troca iônica; entretanto, Ranis (1999), Melchior (1999) e Alexiew (1999) assumem que a crescente permeabilidade, induzida pela dessecação com a formação de fissuras e pelo término do processo de troca iônica, permanece em um nível elevado, mesmo após o re-umedecimento da bentonita.



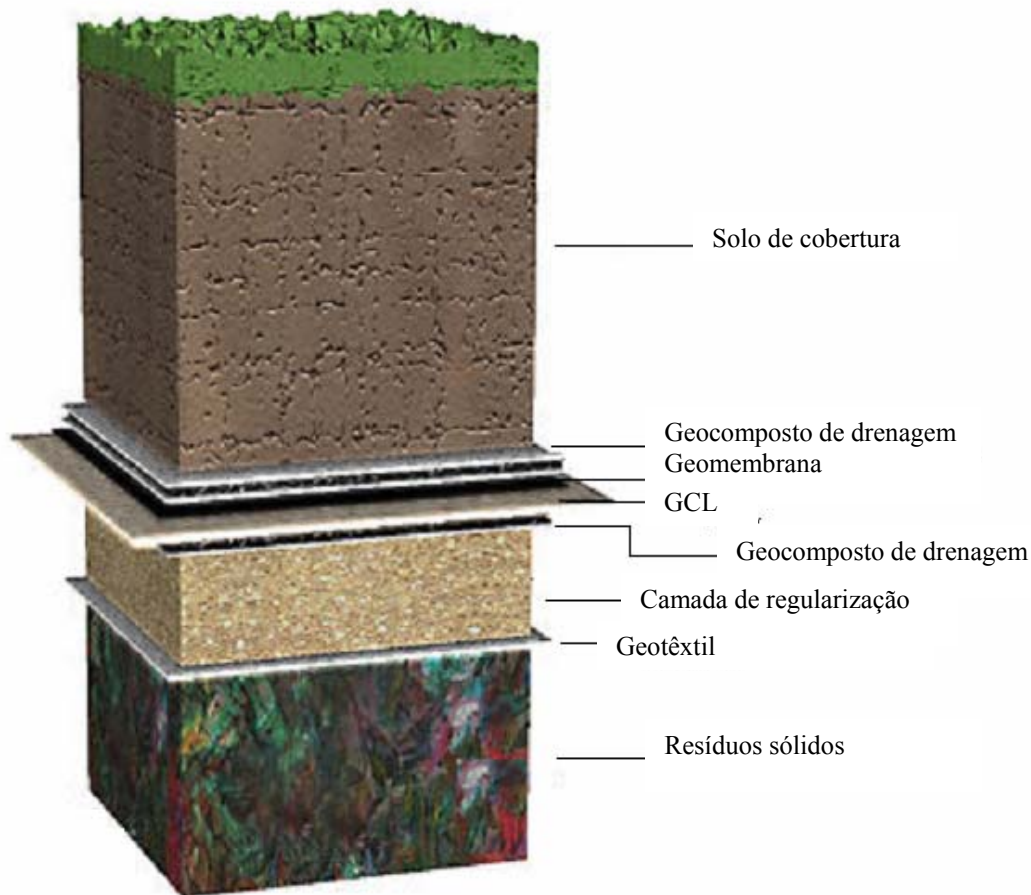
**Figura 2.5.** Imagens de microscopia eletrônica dos respectivos aspectos microestruturais das montmorilonitas sódica (a) e cálcica íon-trocada (b) (Melchior, 2002).

**Figure 2.5.** Images de microscopie électronique des respectifs aspects microstructuraux de la montmorillonite sodique (a) et calcique cation-exchangée (b) (Melchior, 2002).

Essas informações reforçam a convicção de que, quando da utilização de um GCL, o projetista deve estar ciente das influências que o ambiente pode exercer sobre o produto, bem como das exigências técnicas para o seu uso adequado. As principais aplicações dos GCLs são em aterros sanitários, sistemas de disposição de resíduos industriais e de mineração e em sistemas de cobertura e fechamento de refugos. Eles podem ser usados seja como uma barreira hidráulica única ou como parte de um sistema composto de revestimento em combinação com uma geomembrana, a fim de alcançar um sistema de vedação com dois revestimentos independentes que se complementam entre si (Heerten, 2002).

Em coberturas de resíduos de mineração, industriais ou urbanos, sua função primordial é prevenir o fluxo da precipitação para o interior do sistema, bem como impedir o escape de gases para o ambiente (Figura 2.6). Neste tipo de aplicação, verifica-se que o comportamento do GCL quanto aos recalques diferenciais é um aspecto que o diferencia das barreiras de fluxo tradicionais.

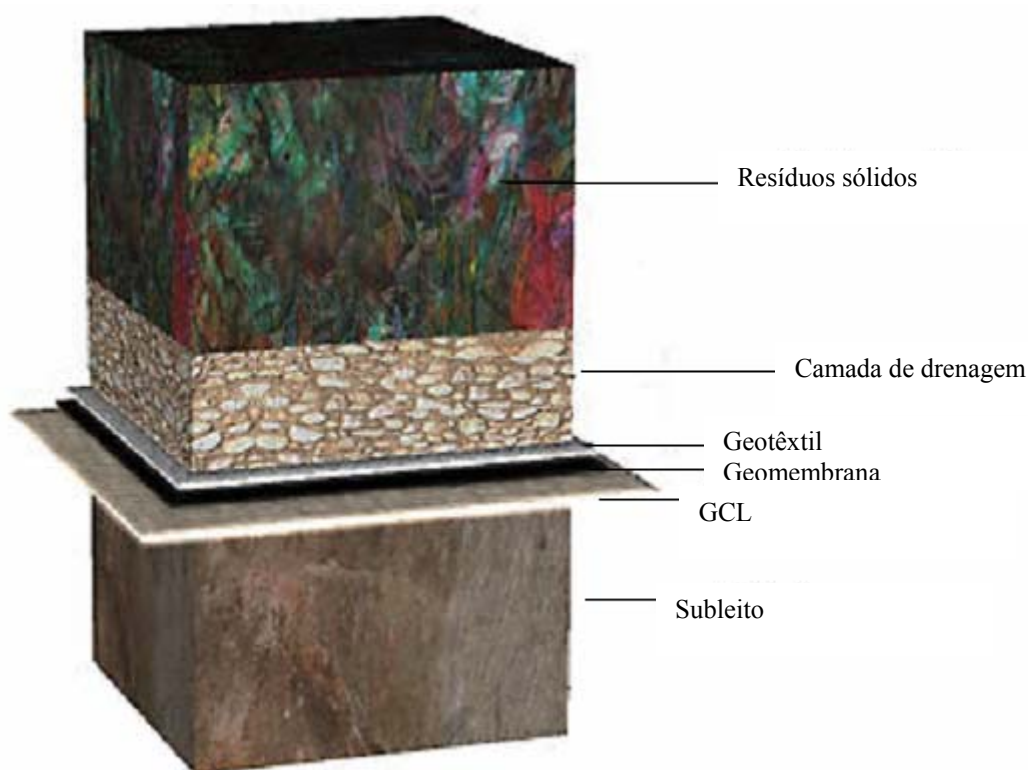
Por exemplo, uma barreira mineral ou um revestimento argiloso compactado (CCL) não podem experimentar deformações maiores do que 3%, ao passo que um GCL reforçado pode experimentar deformações de até 15% (LaGatta et al., 1997). GCLs não-tecidos agulhados têm experimentado, em laboratório, deformações de até 30%, sem que tenham sofrido danos em sua baixa permissividade original (Heerten, 2002). Cabe lembrar que geossintéticos poliméricos para barreiras (geomembranas) também podem satisfazer ao requisito de deformação.



**Figura 2.6. GCL em sistema de revestimento de cobertura de aterro de resíduos (Heerten, 2002).**

**Figure 2.6. GCB en couverture de centres de stockage de déchets (Heerten, 2002).**

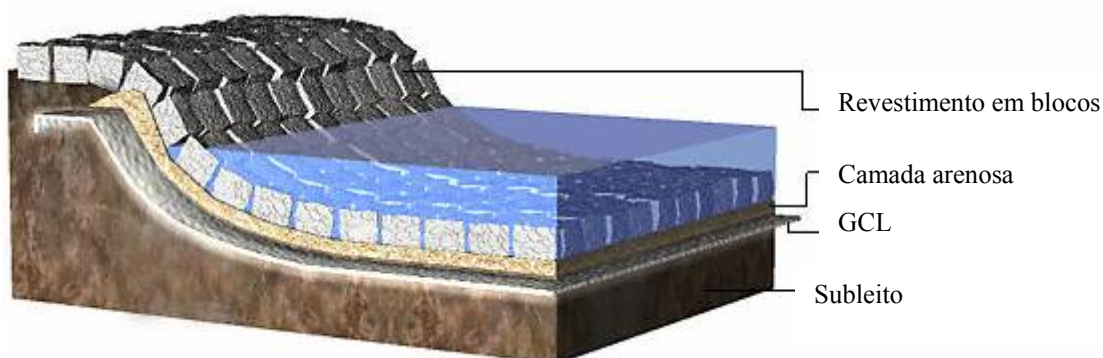
Em aplicações de vedação de base (Fig. 2.7), o sistema de revestimento é usado para prevenir o fluxo do percolado dos resíduos para o exterior do sistema de contenção, assim como o fluxo de água do terreno para o seu interior, no caso onde o nível d'água se encontra acima do sistema de revestimento. Neste caso, o GCL na maioria das vezes é usado em combinação com uma geomembrana, substituindo todo ou parte do revestimento argiloso compactado (CCL).



**Figura 2.7. GCL em sistema de revestimento de fundo de aterro de resíduos (Heerten, 2002).**

**Figure 2.7. GCB en dispositif d'étanchéité en fond de centre de stockage de déchets (Heerten, 2002).**

Em aplicações nas quais um nível d'água constante é normalmente mantido (Fig. 2.8), tais como em rios, canais e superfícies de represamento (barragens, por exemplo), os GCLs são usados principalmente como a única barreira hidráulica ou em combinação com uma barreira de solo existente, como, por exemplo, em combinação com um núcleo argiloso dentro de uma estrutura de uma barragem. Nestes casos, a função do GCL é reduzir a infiltração através do sistema, reduzindo, desse modo, a perda de água.

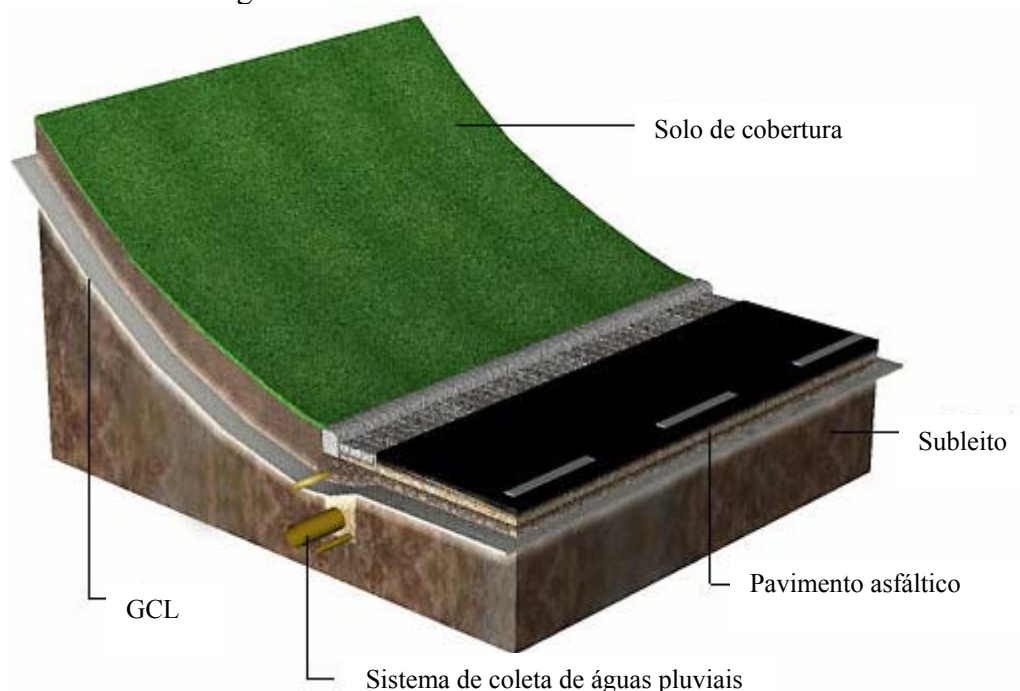


**Figura 2.8. GCL em sistema de revestimento de canais (Heerten, 2002).**

**Figure 2.8. GCB en dispositif d'étanchéité de canaux navigables (Heerten, 2002).**

Por fim, em aplicações de proteção ambiental (Fig. 2.9), o GCL funciona prevenindo qualquer líquido ou constituinte nocivo de entrar em locais sensíveis, tais como os

reservatórios de água.



**Figura 2.9. GCL em sistema de revestimento de área sobrejacente a lençol freático (Heerten, 2002).**

**Figure 2.9. GCB en dispositif d'étanchéité d'aires au-dessus de nappes phréatiques (Heerten, 2002).**

A título de informação, salienta-se que a literatura (Reither & Eichenauer, 2002) expõe outras situações não convencionais em que os GCLs apresentam-se como elemento de impermeabilização de estruturas de concreto enterradas (sapata de fundação, paredes subterrâneas, bueiros), de impermeabilização interna e externa de túneis e até mesmo de pisos de garagens e coberturas de edificações, porém em situações de emprego que suscitem dúvidas quanto à viabilidade econômica desta solução técnica face às inúmeras outras opções impermeabilizantes disponíveis no mercado para tais elementos.

### 2.3 Equivalência de sistemas de revestimento contendo GCLs

Conforme dito anteriormente, os GCLs têm sido empregados principalmente como elemento de substituição ou de complementação dos sistemas de revestimento convencionais (barreiras geológicas naturais, mistura solo-bentonita, camada de argila compactada), sobretudo dos revestimentos de argila compactada (CCLs), tanto em aplicações de cobertura, como em revestimentos de base de aterros de resíduos.

A Tabela 2.2 apresenta as principais vantagens e desvantagens dos GCLs, comparativamente aos sistemas de revestimento convencionais.

**Tabela 2.2. Vantagens e desvantagens de revestimentos argilosos (adaptado de Heerten, 2002 e Bouazza, 2002).**

**Tableau 2.2. Avantages et désavantages des barrières argileuses d'étanchéité (Heerten, 2002 et Bouazza, 2002).**

Material	Vantagens	Desvantagens
<b>CCL</b>	1. Maior histórico de uso	1. Suscetibilidade a trincas de retração
	2. Aprovação reguladora virtualmente garantida	2. Baixa capacidade de auto-cicatrização
	3. Espessura garante que a camada não será violada por furos	3. Deve ser protegido do congelamento
	4. Espessura fornece separação entre os resíduos e a superfície ambiente	4. Muito baixa resistência às trincas de recalques diferenciais
	5. Custo pode ser baixo se o material é localmente disponível	5. Dificuldade de compactação do solo acima de resíduos compressíveis
	6. Grande capacidade de atenuação	6. Jazida de empréstimo de qualidade adequada nem sempre disponível localmente
	7. Material familiar aos geólogos e geotécnicos	7. Dificuldades de reparos se danificado
<b>GCL</b>		8. Construção lenta
		9. Fluxo provavelmente através de caminhos preferenciais (macroestruturas)
		10. Sensível à construção
		11. Potencial preocupação sobre a resistência ao cisalhamento na interface
	1. Rápida instalação	1. Baixa resistência ao cisalhamento da bentonita hidratada (necessidade de reforço)
	2. Muito baixa condutividade hidráulica à água se apropriadamente instalado	2. Potencial preocupação sobre a resistência ao cisalhamento na interface
	3. Previsão de baixo custo	3. Podem ser perfurados durante ou após a instalação
	4. Excelente resistência ao ciclo de gelo-degelo	4. Bentonita seca não é impermeável a gases ou a hidrocarbonetos
	5. Pode suportar grandes recalques diferenciais	5. Possível perda de bentonita durante a sua colocação em obra
	6. Excelentes características de vedação e auto-cicatrização	6. Baixa capacidade de atenuação do potencial contaminante do percolado
	7. Produto manufaturado de qualidade altamente controlada	7. Suscetibilidade às trocas catiônicas e à dessecação com subsequente aumento da condutividade hidráulica
	8. Baixo volume consumido pelo revestimento	8. Compatibilidade química com o percolado
	9. Facilidade de reparos	9. Possíveis perdas de bentonita por extrusão
	10. Não tão sensível à instalação	

Stief (1995) ressalta que um grande leque de opções de sistemas de revestimento é correntemente disponível, porém alguns são projetados de forma significativamente diferente dos outros, podendo ser assumido que sistemas construídos sob condições distintas apresentam eficiências também distintas. Ainda que o projeto seja o mesmo, sua eficiência pode variar consideravelmente se diferentes materiais de revestimento são empregados. A despeito da comprovada superioridade funcional dos GCLs relativamente aos revestimentos convencionais tais como os CCLs, ressalta-se que as normas estabelecidas pelas agências regulamentadoras de obras de proteção ambiental (tais como aterros sanitários) prescrevem os CCLs como a solução padrão capaz de atender aos requisitos de projeto mínimos necessários à garantia da eficiência funcional do sistema ao longo de sua vida útil. Assim, os GCLs se enquadram no grupo de soluções

denominadas “sistemas de revestimento alternativos”, os quais são aceitos contanto que demonstrem sua equivalência comparativamente aos sistemas usuais, provados, prescritos pelas regulamentações administrativas, entendendo-se por equivalente um sistema que seja, no mínimo, igualmente bom quando submetido às mesmas tensões e demandas.

As características e propriedades de sistemas de revestimento de aterros sanitários que devem ser consideradas numa avaliação de equivalência são essencialmente:

1. A eficiência teórica, que pode ser alcançada sob condições ideais de laboratório e que é caracterizada pelo transporte de poluentes através do sistema (por advecção, difusão ou adsorção), considerando-se o comportamento tanto em termos de quantidade quanto de tempo;
2. A durabilidade, que consiste na consideração da variabilidade das características de vedação do sistema de revestimento sob condições externas (mecânica, biológica, química, física) ao longo do tempo;
3. A construtibilidade, que corresponde à sensibilidade dos materiais e da construção ao tempo, à adequabilidade e confiabilidade de conexões e penetrações, à tolerância permissível de determinados parâmetros, ao gerenciamento da qualidade executiva da obra, à necessidade e possibilidade de realização de avaliações expeditas sobre as características de vedação do sistema *in situ*. Em particular, devem ser consideradas as possibilidades e as limitações construtivas associadas à sua disposição sobre superfícies inclinadas;
4. As características do sistema que podem influenciar o resultado de uma avaliação comparativa, tais como a avaliação dos componentes individuais de revestimento (pelo sistema de detecção de vazamentos, por exemplo), a instalação de sistemas de revestimento do tipo camadas múltiplas onde quaisquer erros nos componentes individuais podem ser compensados pelos demais, a confiabilidade dos parâmetros que devem ser usados para fins de análise de estabilidade, assim como a redundância do sistema, o que vem a ser a avaliação da estabilidade de um componente, sob a mesma condição de tensão, quando outro componente falha. Num contexto mais amplo, tais características podem contemplar também aspectos financeiros e ecológicos.

Bouazza (2002) relata que a comparação de GCLs versus CCLs em termos de desempenho real tem sido um dos principais tópicos discutidos pelos engenheiros e profissionais envolvidos no projeto, construção, gerenciamento e regulamentação das obras de engenharia que contemplam a aplicação destas soluções. Rowe (1998) enfatiza que “quando a comparação entre diferentes produtos precisa ser feita, é importante manter em mente que não é possível generalizar sobre equivalência de sistemas de revestimento visto que o conceito de equivalência depende do que está sendo comparado e como está sendo comparado”. Esse autor realça que, independentemente de suas particularidades, os desempenhos dos sistemas de revestimento são relacionados essencialmente à quantidade, à concentração e aos parâmetros de decaimento dos contaminantes, às características do aquífero e sua distância ao fundo do aterro sanitário e à eficiência dos sistemas de cobertura e de drenagem.

A despeito de não existir até então uma metodologia sistematizada regulamentada de análise quantitativa de equivalência de GCLs relativamente aos CCLs, comparações qualitativas fornecidas com base na experiência de diferentes autores e relacionadas a diferentes critérios são apresentadas na Tabela 2.3 (Manassero et al., 2000). Desta tabela, verifica-se que o desempenho dos GCLs, para a maioria dos critérios, é no mínimo equivalente ao correspondente aos CCLs, contudo, quando se considera aspectos tais como resistência à perfuração, capacidade de atenuação do impacto contaminante e compatibilidade química, os CCLs apresentam-se como funcionalmente superiores.

**Tabela 2.3. Equivalência potencial entre GCLs e CCLs (Manassero et al., 2000).**

**Tableau 2.3. Équivalence entre GCBs et CCLs (Couches d'Argile Compactée) (Manassero et al., 2000).**

Categoria	Critério de avaliação	Equivalência do GCL para o CCL			
		GCL provavelmente superior	GCL provavelmente equivalente	GCL provavelmente inferior	Dependente do produto ou do local
Questões construtivas	Facilidade de colocação	•			
	Disponibilidade de material	•			
	Resistência à perfuração			•	
	Garantia de qualidade	•			
	Velocidade de construção	•			
	Condição do subleito				•
	Demanda de água	•			
Transporte de contaminante	Restrições climáticas				•
	Capacidade de atenuação			• <sup>a</sup>	•
	Permeabilidade a gases				•
	“Breakthrough time” e fluxo de soluto	• <sup>b</sup>		•	
Questões hidráulicas	Compatibilidade	• <sup>b</sup>		•	
	Água de adensamento	•			
	Fluxo regular de água		•		
	“Breakthrough time” de água				•
Questões físicas e mecânicas	Capacidade de suporte				•
	Erosão				•
	Ciclo de gelo-degelo	•			
	Recalque total		•		
	Recalque diferencial	•			
	Estabilidade de talude				•
	Umedecimento-secagem	•			

**Nota:** <sup>a</sup> baseado somente na capacidade de troca total; <sup>b</sup> somente para GCLs com geomembrana



## **2.4 Pesquisas sobre GCLs**

### **2.4.1 Introdução**

Desde o começo dos anos oitenta, quando o desenvolvimento de GCLs como novos produtos de construção teve o seu início, pesquisa extensiva de suas propriedades e comportamento a longo tempo tem sido realizada. O comportamento dos GCLs tem sido examinado em investigações de laboratório, bem como em ensaios de campo em grande escala. Experiências em projetos, instalação e utilização de sistemas constituídos por GCLs como principais componentes têm sido coletadas e registradas sistematicamente em muitas diferentes aplicações por especialistas em todo o mundo. Nos últimos anos, uma grande quantidade de ensaios de laboratório foi realizada, incluindo condutividade hidráulica sob várias condições (variação da tensão confinante, gradientes hidráulicos, ciclos de gelo-degelo e de umedecimento-secagem, deformação de tração, variação do teor de umidade, percolação de líquidos de composição variável, etc.), danos de instalação, comportamento cisalhante, extrusão da bentonita, entre outros. Em comparação com os CCLs, existe uma grande quantidade de informações disponíveis com relação ao comportamento dos GCLs, assim como existe um número significativo de procedimentos de ensaio que podem ser usados para monitorar o comportamento de um GCL em suas aplicações de campo.

Informações gerais sobre o estado atual de desenvolvimento das pesquisas relacionadas aos GCLs podem ser encontradas em Bouazza et al. (2002a) que, ao discorrer sobre os geossintéticos, destinam um capítulo particular para os GCLs onde são descritos aspectos relacionados à condutividade hidráulica, à compatibilidade química, à difusão, às questões de equivalência a outros sistemas de revestimento simples, à resistência à perfuração, ao afinamento e à erodibilidade interna da bentonita, além de discorrer sobre sua funcionalidade em sistemas compostos (principalmente do tipo Geomembrana-GCL). Adicionalmente, Bouazza (2002) realça a importância crescente dos GCLs substanciada pelo expressivo volume de pesquisas destinadas a caracterizar aspectos funcionais do produto e revisa os principais resultados pertinentes aos aspectos críticos do GCL que afetam sua serviçabilidade, fornecendo uma idéia geral sobre as implicações de projeto que tais aspectos conferem relativamente aos sistemas que incorporam tais produtos.

Dada a grande quantidade de pesquisas realizadas, esse texto se prestará a identificar as principais linhas de investigação que se tem conhecimento acerca dos GCLs e a referenciar os principais trabalhos realizados para cada uma delas, não tendo, contudo, a pretensão de ser exaustivo quanto às citações e às linhas de pesquisa apresentadas.

### **2.4.2 Aplicações em obras de engenharia**

Em decorrência de suas propriedades únicas e das vantagens que o produto oferece face às soluções convencionais, há um interesse crescente dos engenheiros, agências regulamentadoras e proprietários de obras em aplicar os GCLs em obras de engenharia. Exemplos dessas aplicações podem ser vistos em Byström et al. (1996), von Maubeuge et al. (2000), Heerten (2002), Davies & Legge (2002a), Fleischer (2002), Fleischer & Heibaum (2002), Göbel et al. (2002), Morfeldt & Odemark (2002), Rathmayer (2002), Hohner et al. (2002), Li et al. (2002), Natsuka et al. (2002), Reither & Eichenauer



(2002), Erickson & Thiel (2002), Lucas (2002), Sjöholm & Hämäläinen (2002), Chen et al. (2002), Peggs (2002) e Benson et al. (2004).

#### 2.4.3 Propriedades hidráulicas

O desempenho hidráulico dos GCLs depende, na maioria dos casos, da sua condutividade hidráulica, a qual é otimizada pela hidratação da componente bentonita pela água. Porém, como os GCLs são frequentemente utilizados para conter fluidos outros que não a água, a compatibilidade química da bentonita com outras soluções ou líquidos permeantes deve ser avaliada. Além da compatibilidade química com o líquido permeante, uma série de outros aspectos tem sido investigada, em laboratório ou em campo, a fim de se aferir eficiência funcional do GCL como barreira hidráulica, tais como: fenômeno de trocas catiônicas, influência da pré-hidratação, grau de hidratação inicial, compatibilidade química com a água de hidratação e com outros líquidos hidratantes, tempo de equilíbrio químico (duração do ensaio), capacidade de auto-cicatrização, migração lateral de bentonita em zonas de concentração de tensões, erosão interna da bentonita pela força de percolação, estrutura do GCL, reatividade química, granulometria e teor de montmorilonita da componente bentonita, gradiente hidráulico, índice de vazios, tensão confinante, variação de temperatura, ciclos de gelo-degelo e umedecimento-secagem, taxas de vazamento através de sistemas Geomembrana-GCL danificados, taxas de vazamento através de zonas de sobreposição de GCLs, taxa de eficiência de sistemas de revestimento *in situ*.

Estes estudos podem ser encontrados em Narejo & Memon (1995), Fox et al. (1996), Petrov & Rowe (1997), Shackelford et al. (2000), Giroud & Soderman (2000), Mazzieri & Pasqualini (2000), Fox et al. (2000), Lake & Rowe (2000a), Cazaux & Didier (2000), Sivakumar Babu et al. (2001), Egloffstein (2001, 2002), Egloffstein et al. (2002), Fairclough et al. (2002), Rowe et al. (2002), Fitzsimmons & Stark (2002), Didier & Al Nassar (2002), Al Nassar & Didier (2002), Shan & Lai (2002), Touze-Foltz et al. (2002), Blümel et al. (2002), Koerner & Koerner (2002), Henken-Mellies et al. (2002a, 2002b), Melchior (2002), Gaidi & Alimi-Ichola (2002), Rowe & Orsini (2002, 2003), Dourado (2003), Shan & Chen (2003), Kolstad et al. (2004), Osicki et al. (2004), Rowe et al. (2004), Stark et al. (2004), Rowe et al. (2005), Pitanga & Vilar (2005), Bouazza et al. (2007), Touze-Foltz et al. (2006), Touze-Foltz & Barroso (2006), Dickinson & Brachman (2006), Barroso et al. (2006), Saidi et al. (2006), Rowe et al. (2007), França et al. (2007), Pitanga & Vilar (2007).

A difusão é um processo químico que envolve a migração de contaminantes de áreas de maior concentração para áreas de menor concentração, mesmo quando não existe nenhum fluxo líquido. A sorção compreende a capacidade da barreira de atenuar o potencial contaminante do permeante. Embora os GCLs sejam capazes de minimizar o transporte advectivo de contaminantes devido a sua baixa condutividade hidráulica, o transporte devido à difusão molecular pode ser um mecanismo importante. Como os GCLs têm uma espessura menor que os CCLs, é provável que ele tenha baixa capacidade de sorção e que o menor caminho difusivo implique um transporte significativo de solutos por difusão através da barreira.

Estudos relacionados à difusão de contaminantes orgânicos e inorgânicos em GCLs podem ser vistos em Rowe (1998), Lake & Rowe (2000b), Lake & Rowe (2002), Lake & Rowe (2004), Moo-Young et al. (2004), Smith et al. (2004), Lorenzetti et al. (2005).

Pesquisas relacionadas à sorção em GCLs podem ser vistas em Lake & Rowe (2004) e Lake & Rowe (2005).

#### **2.4.4 Resistência ao cisalhamento**

As resistências ao cisalhamento interna e de interface de GCLs são necessárias para as análises de estabilidade estática e sísmica de sistemas de revestimento que incorporam esse produto como barreira hidráulica. Particular atenção é dada a tais resistências porque a componente bentonita do GCL corresponde a um material de muito baixa resistência após hidratação, podendo, portanto, fornecer uma superfície preferencial de ruptura por cisalhamento. Dada a grande variabilidade dos resultados obtidos, é fortemente recomendado que os ensaios destinados a determinar os parâmetros de resistência de interesse sejam realizados considerando-se os materiais específicos de cada projeto, assim como condições similares àquelas que devem ser encontradas em campo.

Dentre os principais aspectos pertinentes à caracterização dessas propriedades resistentes, citam-se: resistência de pico, resistência residual, adoção da resistência de projeto, métodos de ensaio, velocidade de ensaio, procedimento de hidratação, líquido hidratante, influência do grau de hidratação da bentonita, resistência ao cisalhamento interna de produtos reforçados ou não reforçados, tipo de reforço, interfaces com solos e geossintéticos, extrusão de bentonita, correlação entre ensaios índice e ensaios de desempenho, comportamento sob fluência, desempenho a curto e a longo-prazo, degradação físico-química das fibras de reforço, magnitude da tensão confinante (camada de cobertura versus revestimento de fundo).

Estes estudos podem ser encontrados em Stark & Eid (1996), Eid & Stark (1997), Koerner et al. (1997), Eid et al. (1999), von Maubeuge & Ehrenberg (2000), Koerner et al. (2001), Eid (2002), Eichenauer & Reither (2002), Fox et al. (2002), Zelic et al. (2002), von Maubeuge & Lucas (2002), Zanzinger & Alexiew (2002a, 2002b), Giroud et al. (2002), Hsuan (2002), Hsuan & Koerner (2002), Thomas (2002), Thies et al. (2002), Chiu & Fox (2004), Gilbert et al. (2004), Fox et al. (2006), Bergado et al. (2006), Hurst & Rowe (2006), com especial destaque para o estado da arte realizado por Fox & Stark (2004).

#### **2.4.5 Suscetibilidade à dessecação**

Sob condições específicas do clima e do terreno, a componente bentonita do GCL pode sofrer dessecação, conduzindo a trincas e a subsequente percolação de líquidos e gases através do sistema de cobertura de aterros de resíduos. De forma similar, os processos de degradação biológica da massa de resíduos de um aterro sanitário são responsáveis pela geração de gradientes térmicos que podem comprometer o desempenho em longo prazo de sistemas de revestimento de fundo constituídos por GCLs. Essas condições adversas têm sido simuladas em laboratório com o propósito de se avaliar a eficiência funcional do GCL sob dessecação.

Estes estudos podem ser encontrados em Sivakumar Babu et al. (2002), Shan & Yao (2000), Southen et al. (2002), Southen & Rowe (2002), Reuter & Markwardt (2002), Markwardt (2002), Sporer & Gartung (2002a, 2002b), Southen & Rowe (2005), Adu-Wusu et al. (2007) e Southen & Rowe (2007).

#### **2.4.6 Equivalência de sistemas de revestimento composto**

Conforme dito anteriormente, a maioria das regulações ambientais permite o emprego de projetos de sistemas de revestimento alternativos, contanto que seja demonstrada a sua equivalência funcional comparativamente ao sistema padrão. Assim, no que concerne ao GCL, faz-se necessário, em geral, provar a equivalência de sistemas do tipo Geomembrana-GCL comparativamente àquela do sistema de revestimento composto padrão Geomembrana-CCL. A avaliação de equivalência de diferentes sistemas de revestimento composto pode envolver considerações de questões práticas relacionadas à fase construtiva, ao desempenho hidráulico e ao impacto contaminante potencial através deste sistema. Informações podem ser obtidas em Ouvry et al. (2002), Fluet (2002), Olinic et al. (2002), Narejo et al. (2002) e Rowe & Brachman (2004).

#### **2.4.7 Propriedades da bentonita**

Pesquisa extensiva tem sido realizada com o propósito de se aferir a qualidade e subsequente adequabilidade da componente bentonita do GCL suficientes para garantir o bom desempenho do produto durante a instalação e ao longo do período de projeto. Adicionalmente aos ensaios prescritos por norma, uma série de outros ensaios tem sido sugerida com o objetivo de estabelecer características mínimas e auxiliar na identificação de bentonitas que sejam adequadas às exigências funcionais do produto. Miles (2002), von Maubeuge (2002), Della Porta & Tresso (2002) e Bueno et al. (2002) discorrem sobre este assunto.

#### **2.4.8 Regulamentações ambientais e normas de ensaio**

Alguns trabalhos discutem as exigências prescritas por agências de proteção ambiental quanto ao emprego de GCLs em sistemas de revestimento, identificando um conjunto de critérios mínimos e recomendações técnicas que assegurem o desempenho adequado do produto nestes sistemas. Informações relacionadas à fabricação, às exigências de projeto, ao processo de instalação e ao controle de qualidade na fabricação e na instalação do produto são apresentadas. Essas informações podem ser vistas em Davies & Legge (2002b), Heyer et al. (2002) e Marshall (2002).

Mackey (2002) apresenta as principais normas de ensaio relacionadas aos GCLs, aprovadas ou em fase de aprovação, desenvolvidas pela ASTM (American Society of Testing Materials), descrevendo a aplicabilidade de cada uma delas, conforme suas especificidades. Lima (2001) discorre sobre o papel desempenhado pelos dados de ensaios geossintéticos sobre os projetos de engenharia geo-ambiental, considerando o emprego de geomembranas e GCLs segundo as perspectivas das agências reguladoras brasileira e norte-americana, fornecendo uma lista das principais normas de ensaio destinadas à caracterização destes produtos na Europa (CEN), nos Estados Unidos (ASTM), no Canadá (CGSB) e no Brasil (ABNT), além das correspondentes normas ISO.

#### **2.5 Resumo e conclusões**

Esse capítulo procurou demonstrar a aplicabilidade generalizada dos geossintéticos em obras de proteção ambiental, e em particular em instalações de contenção de resíduos tais como os aterros sanitários destinados a receber o lixo urbano. Os principais tipos de

geossintéticos e suas respectivas funções foram brevemente descritos. Tendo-se como referência os sistemas de revestimento destas instalações, deu-se ênfase às diferentes possibilidades de aplicação desses produtos segundo as diferentes funções demandadas por tais sistemas. Aspectos que ressaltam as vantagens técnicas e econômicas desses produtos comparativamente às soluções de engenharia convencionais, tais como versatilidade, facilidade de instalação e boa caracterização de suas propriedades mecânicas e hidráulicas, foram listados.

Dentre os geossintéticos, ênfase particular foi dada aos geocompostos bentoníticos ou GCLs. Os tipos comuns de GCLs existentes no mercado, o vasto leque de aplicações do produto em obras de engenharia e a sua composição básica foram apresentados, realçando-se a importância de sua componente bentonítica. Concebidos para substituir ou complementar as camadas de argila compactada (CCLs), as vantagens e desvantagens dos GCLs foram descritas tendo como referência essas barreiras convencionais. Aspectos relacionados à equivalência de sistemas de revestimento composto foram discutidos. Tendo como base o ambiente geoquímico onde o GCL será aplicado, suas principais limitações foram descritas, reforçando a necessidade de um pleno conhecimento das influências que o ambiente pode exercer sobre o produto durante a vida útil da obra.

Para realçar a importância do tema, procurou-se demonstrar a pesquisa extensiva que tem sido empreendida com o propósito de caracterizar as propriedades e prever o comportamento de engenharia em longo prazo dos GCLs. Informações oriundas de investigações de laboratório, ensaios de campo em grande escala, experiências em projetos, instalação e utilização de sistemas constituídos por GCLs como principais componentes têm sido coletadas e registradas sistematicamente por especialistas em todo o mundo. Uma vasta (mas não completa) revisão de literatura foi feita com o propósito de identificar as principais pesquisas envolvendo os GCLs na última década, com particular interesse aos trabalhos relacionados à aplicação em obras, às propriedades hidráulicas, à resistência ao cisalhamento, à suscetibilidade à dessecação, à equivalência de sistemas de revestimento composto, às propriedades da bentonita e às regulamentações ambientais e normas de ensaio.



### **3 TRANSPORT DES GAZ A TRAVERS DES GEOCOMPOSITES BENTONITIQUES**

---

#### **Résumé et conclusions**

Ce chapitre a réuni les informations concernant le transport des gaz à travers des géocomposites bentonitiques (GCBs). Compte tenu des grandes quantités de biogaz qui sont produits dans les centres de stockage de déchets, il est important que les barrières de couverture soient capables de maintenir l'étanchéité aux flux gazeux pendant la durée de vie du site (§ 3.1). Les aspects critiques sont identifiés, notamment la capacité de la barrière à supporter les déformations imposées par le tassement des déchets. Les GCBs sont comparés aux barrières argileuses conventionnelles.

Après quelques considérations générales sur le transport des gaz dans les milieux poreux (§ 3.2), deux mécanismes principaux de transport sont identifiés, dont celui qui nous concerne principalement, à savoir le transport advectif (§ 3.2.1). En considérant les résultats d'études précédentes sur le sujet, il s'avère que la loi de Darcy (Équation 3.1) s'applique au mécanisme de transport des gaz par advection au travers de la couverture argileuse d'un centre de stockage de déchets.

Après une brève présentation du transport en régime stationnaire (§ 3.2.2) une méthode de mesure de la perméabilité aux gaz d'un milieu poreux en régime transitoire est présentée (§ 3.2.3 et Figure 3.2), avec les travaux qui permettent de valider cette méthode.

Une étude bibliographique présente ensuite les principales recherches (Shan & Yao, 2000 ; Didier et al., 2000 ; Bouazza et al., 2002b ; Bouazza & Vangpaisal, 2002 ; Vangpaisal et al., 2002 ; Bouazza & Vangpaisal, 2004) concernant la mesure de la perméabilité aux gaz des GCLs partiellement saturés (§ 3.3). Différents équipements et méthodes d'essai sont décrits (Figures 3.3, 3.6, 3.8 et 3.10). Les résultats expérimentaux de ces recherches sont présentés (Figures 3.4, 3.5, 3.7, 3.9, 3.11 et 3.12), permettant de qualifier le comportement des produits testés et de quantifier l'ordre de grandeur de la variation de la perméabilité sous des conditions variables de confinement et d'hydratation, pour différents types de bentonite et de structures du GCB, pour des conditions variables de déformation et sous différents cycles de séchage-humidification. Des perspectives de recherches futures sont enfin présentées.



### **3 TRANSPORTE DE GASES ATRAVÉS DE GEOCOMPOSTOS BENTONÍTICOS**

---

#### **3.1 Introdução**

A emissão para a atmosfera de gases gerados nos aterros sanitários tem se tornado uma questão muito sensível nos últimos anos. O dióxido de carbono e o metano, principais gases resultantes da decomposição dos resíduos, têm sido reconhecidos por sua importante contribuição ao processo de aquecimento global (Falzon, 1997; Grantham et al., 1997). No que concerne à segurança pública, o aspecto mais perigoso da geração de gases em um aterro sanitário é o seu potencial de migrar para as áreas adjacentes e de ocasionar explosões que resultariam em danos materiais extensivos e perdas de vidas. Os incidentes em Loscoe, Inglaterra (Williams & Aitkenhead, 1991), em Skellingsted, Dinamarca (Kjeldsen & Fisher, 1995) e em Masserano, Itália (Jarre et al., 1997) reforçam a importância de se controlar a emissão de gases de aterros sanitários.

Essas explosões podem ser movidas pela redução da pressão atmosférica em um curto intervalo de tempo. Por outro lado, o aumento da pressão atmosférica tende a forçar o ar para dentro do aterro sanitário, favorecendo, por exemplo, a diluição de compostos orgânicos voláteis (VOCs) na água subterrânea. Uma mudança no nível de percolado do resíduo, no nível do lençol freático ou na temperatura pode igualmente dar origem a pressões diferenciais e conduzir à migração de gases. Em sistemas de contenção de resíduos de mineração, dada à possibilidade de acidificação do percolado dos resíduos sulfídricos quando em contato com o oxigênio do ar, o desempenho das barreiras argilosas no controle do fluxo do oxigênio deve ser aferido para fins de projeto (Yanful, 1993; Shelp & Yanful, 2000).

Outra preocupação corresponde à presença de geomembranas no sistema de cobertura, visto que explosões causadas pelo acúmulo de gás abaixo dessa barreira geossintética têm ocorrido (Koerner & Daniel, 1997). Ressalta-se ainda o fato de que a pressão dos gases pode diminuir a tensão normal atuante nas interfaces do sistema de cobertura, reduzindo a resistência ao cisalhamento de interface e tornando o sistema suscetível à ruptura (Thiel, 1998,1999).

Dentro desse contexto, a eficiência das barreiras argilosas no controle da emissão de gases é uma importante questão de projeto de camadas de cobertura de aterros sanitários. Trincas de deformação advindas do recalque dos resíduos assim como trincas de dessecação resultantes de ciclos de umedecimento e secagem têm sido identificadas como os principais responsáveis pelo comprometimento funcional de barreiras argilosas em sistemas de contenção e desvio de fluxo advectivo.

Recalques significativos (de até 30%) freqüentemente ocorrem em aterros sanitários em decorrência da degradação do resíduo (Edil et al., 1990; Bouazza & Pump, 1997; Bowders et al., 2000). A heterogeneidade dos resíduos resulta em recalques diferenciais que podem afetar a integridade da barreira argilosa pelo surgimento de trincas e fissuras.



A habilidade das camadas de argila compactada de sobreviver aos recalques diferenciais quando aplicados em camadas de cobertura tem sido questionada (Koerner & Daniel, 1992; Daniel & Koerner, 1993), tendo como base as preocupações quanto à fragilidade da argila compactada sob tração. Os níveis de recalque freqüentemente observados em camadas de cobertura de aterros sanitários (0,1 a 1m sobre extensões horizontais de 1 a 10m) são maiores que aqueles que teoricamente poderiam conduzir a argila compactada ao trincamento (Daniel & Koerner, 1993).

Figuerola & Stegman (1991) realizaram diversos ensaios de campo sobre uma camada de solo de cobertura em um aterro sanitário alemão e reconheceram que as trincas formadas pelos recalques diferenciais podem aumentar significativamente a taxa de fluxo através da barreira. Ensaios em uma centrífuga geotécnica conduzidos por Jessberger & Stone (1991) sobre camadas de argila compactada mostraram a suscetibilidade da barreira ao trincamento sob recalques diferenciais com o subsequente aumento da taxa de percolação, sobretudo na ausência de uma tensão confinante sobrejacente à barreira.

Adicionalmente, em regiões de clima quente, onde temperaturas elevadas podem ser atingidas, as camadas de argila compactada podem ser dessecadas pelo calor e podem não ser capazes de conter a migração de gases para a atmosfera. Shan & Yao (2000) afirmam que o principal fator controlador da permeabilidade a gás de uma barreira argilosa é o seu grau de saturação, o qual é dependente do teor de umidade e do índice de vazios. Como o teor de umidade pode variar significativamente após o término do sistema de cobertura, o efeito dessa variação sobre a permeabilidade a gás deve ser estudado.

Portanto, deformações de tração geradas pelo recalque do resíduo e a incidência de ciclos de secagem-umedecimento sobre a barreira argilosa podem gerar trincas inaceitáveis capazes de comprometer a eficiência funcional da camada de cobertura seja como barreira hidráulica, seja como barreira aos gases.

No que concerne ao GCL, a maioria dos estudos se destina a aferir a influência do recalque sobre a condutividade hidráulica do produto, havendo poucos estudos destinados a aferir essa influência sobre a permeabilidade a gases dessas barreiras. Weiss et al. (1995) realizaram ensaios de laboratório e de campo sobre um GCL costurado, submetido a deformações de tração de até 7,3%, não sendo constatado nenhum incremento significativo da condutividade hidráulica do produto quando permeado.

La Gatta et al. (1997) realizaram um estudo mais amplo sobre 5 tipos de GCL, aferindo-se, em laboratório, o efeito do recalque sobre a condutividade hidráulica de amostras secas ou hidratadas, seja considerando o produto intacto, seja considerando a existência de uma zona de sobreposição dos painéis de GCL. Para as amostras intactas, o GCL agulhado foi capaz de suportar deformações de tração de até 16%, enquanto o GCL costurado suportou deformações de até 6%. Os autores identificam a capacidade de expansão da bentonita sem perder sua integridade hidráulica, o confinamento proporcionado pelas fibras de agulhagem à bentonita hidratada e a resistência à tração dos geotêxteis como os responsáveis pela eficiência do produto sob tração. As amostras de GCL não-reforçadas apresentaram desempenhos satisfatórios apenas para deformações inferiores a 1%. Para as zonas de sobreposição, não houve incrementos da

condutividade hidráulica para deformações até 5%, porém deformações de tração superiores a esse valor implicaram permeabilidades acima de  $10^{-7}$  cm/s para algumas amostras de GCL agulhado ensaiadas. Constatou-se que a bentonita adicional aplicada à sobreposição mostrou-se contínua e capaz de manter razoavelmente bem a vedação. Verificou-se também que a capacidade de auto-cicatrização da bentonita tende a vedar as trincas formadas, reconduzindo a amostra a baixos valores de condutividade hidráulica.

Os autores ressaltam que os GCLs reforçados apresentam um desempenho sob tração intermediário entre a argila compactada e as geomembranas, sugerindo a deformação de 10% como o limite máximo tolerável pelo produto sem que sua eficiência como barreira hidráulica seja comprometida. Como os dados da literatura indicam que os GCLs podem suportar recalques diferenciais muito maiores que aqueles suportados pelas camadas de argila compactada, eles consideram o produto como sendo uma alternativa atraente às barreiras tradicionais para fins de aplicação em coberturas de aterros sanitários, ressaltando, porém, a necessidade de se aferir aspectos outros tais como a resistência ao cisalhamento da camada.

### **3.2 Mecanismo de transporte de gás**

#### **3.2.1 Considerações gerais**

O movimento de gases em meios porosos tais como em solos ou GCLs ocorre devido a dois principais mecanismos de transporte: fluxo advectivo e fluxo difusivo. No fluxo advectivo, o gás se move em resposta ao gradiente de pressão total, da região de maior para de menor pressão. O fluxo difusivo ocorre em resposta a um gradiente de pressão parcial ou de concentração. Quando um gás é mais concentrado em uma região do que em outra, ele se move da região de maior concentração para aquela de menor concentração. Uma breve revisão da teoria básica sobre o mecanismo de fluxo difusivo em meios porosos e do estudo desse mecanismo em GCLs pode ser encontrada em Aubertin et al. (2000) e Bouazza et al. (2002b).

O mecanismo de fluxo advectivo de gases difere do fluxo de líquidos visto que a velocidade nas paredes dos poros não pode ser assumida como nula no caso de transporte de gases. A lei de Darcy, que governa o fluxo advectivo de líquidos em meio poroso, é baseada na condição de fluxo viscoso no qual a velocidade é nula ao longo das paredes dos poros. Velocidades não-nulas na parede dos poros resultam em fluxos maiores do que os previstos pela lei de Darcy, sendo este fluxo adicional denominado “slip flow” (escoamento por deslizamento).

Tem sido mostrado, porém, que a lei de Darcy pode fornecer uma aproximação razoável para quantificar o fluxo de gás em materiais de baixa permeabilidade (Alzaydi & Moore, 1978). Adicionalmente, foi constatado que, em solos argilosos, a parcela de fluxo correspondente ao “slip flow” diminui quando o grau de saturação decresce, indicando que esta parcela é muito pequena em relação à parcela de fluxo viscoso (Izadi & Stephenson, 1992). Brusseau (1991) também indicou que a parcela de “slip flow” não é observada para pressões diferenciais menores que 20 kPa, o que corresponde à realidade de um aterro sanitário, podendo portanto ser excluída do processo de modelagem para as condições de transporte advectivo de gases. Ele realça o fato de que,

para baixas pressões diferenciais, a hipótese de fluxo incompressível do gás em meio poroso é válida.

Em suma, os modelos desenvolvidos para o fluxo de água em meio poroso podem ser usados para o fluxo de gás (Massmann, 1989), e as condições para as quais a lei de Darcy se aplica ao mecanismo de transporte de gases é similar àquelas encontradas em uma camada de cobertura de um aterro sanitário. Segundo McBean et al. (1995), o fluxo gasoso pode ser um processo expressivo mesmo para pressões diferenciais da ordem de 3 kPa freqüentemente vistas em regiões adjacentes a um aterro sanitário. Eles ressaltam que as maiores pressões diferenciais desenvolvidas em um aterro sanitário são da ordem de 8 kPa no caso de aterros profundos, úmidos, revestidos na base e na cobertura, sendo de um modo geral improvável que estas pressões diferenciais através de uma cobertura típica de aterro sanitário sejam maiores que 10 kPa.

### 3.2.2 Permeabilidade a gás sob regime de fluxo permanente: fundamentação teórica

Com base na lei de Darcy, o fluxo em massa unidimensional de gás ( $Q$ ) através de um meio poroso é dado por:

$$Q = -\frac{k}{\mu} A \frac{dP}{dx} \quad (3.1)$$

onde  $k$ : permeabilidade intrínseca do material poroso;  $\mu$ : viscosidade dinâmica do gás;  $A$ : área de seção transversal do material poroso;  $\frac{dP}{dx}$ : gradiente de pressão.

Assume-se que a permeabilidade intrínseca é função exclusiva das propriedades do material poroso, e não do gás permeante. Considerando a compressibilidade dos gases, a taxa de fluxo muda de um ponto a outro quando a pressão diminui. Contudo, pode ser assumido que os gases de aterros sanitários comportam-se como gases ideais, de modo que a equação da continuidade dos gases ideais pode ser escrita como:

$$\frac{\rho_o T_o}{P_o} = \frac{\rho T}{P} \quad (3.2)$$

onde  $\rho_o$ : densidade do gás à pressão padrão ( $P_o$ ) e à temperatura padrão ( $T_o$ ), e  $\rho$ : densidade do gás à pressão ( $P$ ) e à temperatura ( $T$ ).

Assumindo-se que a taxa de fluxo em massa é constante ( $\rho Q = cte$ ) e aplicando-se a lei de conservação de massa, um regime de fluxo permanente ( $d(\rho Q)/dt$ ) pode ser escrito como:

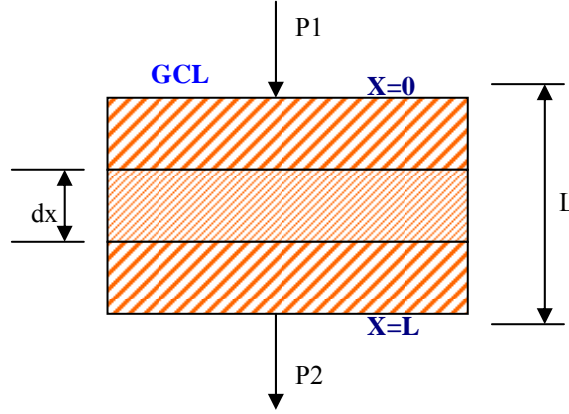
$$\frac{d(\rho Q)}{dx} = 0 \quad (3.3)$$

Das equações (3.1), (3.2) e (3.3), uma equação diferencial linear para o fluxo unidimensional sob regime permanente em um meio poroso homogêneo isotrópico sob condição isotérmica é obtida:

$$\frac{d^2(P^2)}{dx^2} = 0 \quad (3.4)$$

Para uma amostra de espessura  $L$  (Figura 3.1), a solução da equação (3.4) é submetida às condições de contorno  $P=P_1$  em  $x=0$  e  $P=P_2$  em  $x=L$ , chegando-se a:

$$P^2 = P_1^2 + \left( \frac{P_2^2 - P_1^2}{L} \right) x \quad (3.5)$$



**Figura 3.1. Fluxo de gás através de uma amostra de material poroso (GCL, por exemplo).**

**Figure 3.1. Flux de gaz à travers d'un échantillon de matériau poreux (GCB par exemple).**

Das equações (3.1) e (3.5), o fluxo em massa de gás na distância  $x$  pode ser obtida pela equação seguinte:

$$Q_x = -\frac{kA}{2\mu L} \left( \frac{P_2^2 - P_1^2}{\sqrt{P_1^2 + \left( \frac{P_2^2 - P_1^2}{L} \right) x}} \right) \quad (3.6)$$

Considerando-se um fluxo de massa a uma distância  $L$ , a equação (3.6) torna-se:

$$Q_L = -\left( \frac{k}{\mu} \right) A \left( \frac{P_2^2 - P_1^2}{2LP_2} \right) \quad (3.7)$$

Verifica-se, portanto, que no caso de fluxo gasoso sob regime permanente, o fluxo  $Q_L$  é função de  $\Delta P = P_2^2 - P_1^2$ , e não de  $\Delta P = P_2 - P_1$ .

Sabe-se que a lei de Darcy é válida em um domínio restrito correspondente à condição laminar de fluxo. O número de Reynolds ( $Re$ ), o qual expressa a relação entre as forças inerciais e viscosas, é geralmente usado como critério para distinguir entre o fluxo laminar que ocorre a baixas velocidades e o fluxo turbulento. A taxa de fluxo para a qual o fluxo começa a desviar-se do comportamento regido pela lei de Darcy é

observada quando  $Re$  excede algum valor entre 1 e 10 (Bear, 1972). Para fluxo através de meio poroso, o número de Reynolds é definido como:

$$Re = \frac{vd}{\nu} \quad (3.8)$$

onde  $v$ : velocidade de Darcy;  $d$ : diâmetro médio dos grãos da matriz porosa;  $\nu$ : viscosidade cinemática do gás.

### 3.2.3 Permeabilidade sob regime de fluxo transiente

Segundo Roy (1988), a medida de valores muito baixos de permeabilidade apresenta problemas especiais para os quais as técnicas de medida padrão são geralmente não muito práticas e difíceis de serem implementadas. Ele reforça que, se a permeabilidade é muito baixa, longos períodos de tempo são requeridos para que a condição de fluxo sob regime permanente seja estabelecida. Para vencer tais limitações, Brace et al. (1968) introduziram um método de fluxo transiente para medir a permeabilidade de rochas graníticas à água. Neste projeto experimental (Fig. 3.2), amostras cilíndricas de granito foram revestidas por membranas flexíveis e conectadas em suas extremidades a reservatórios de montante e de jusante preenchidos com o fluido permeante. No início do ensaio, ambos os reservatórios e a amostra foram mantidos à mesma pressão constante. O fluxo de água foi iniciado pela rápida imposição de um gradiente de pressão entre os reservatórios, e quando a pressão começou a cair através da amostra, ela foi monitorada ao longo do tempo, sendo possível o cálculo da permeabilidade.

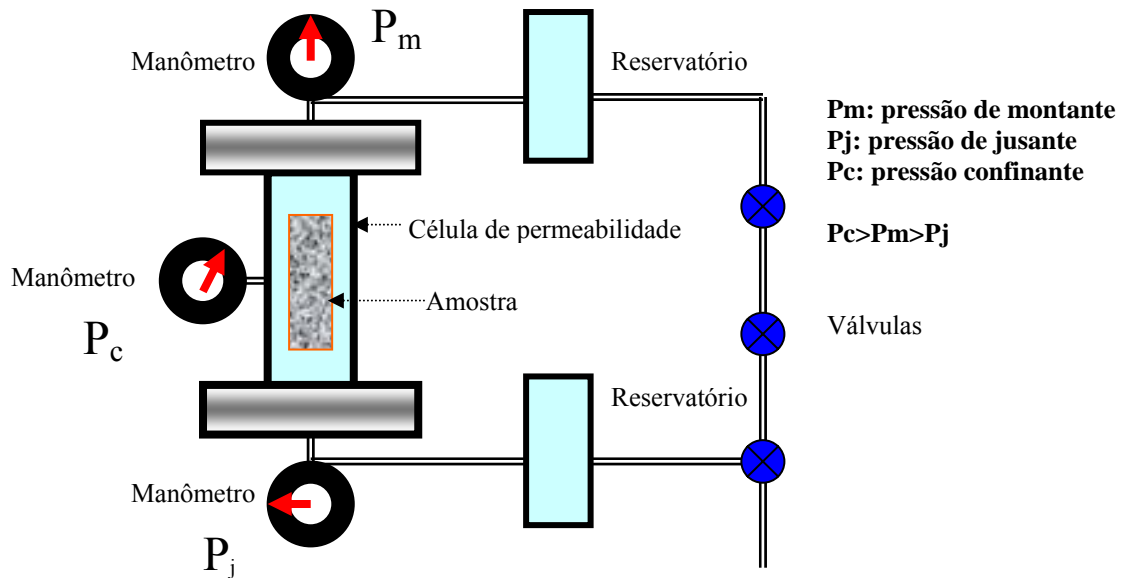


Figura 3.2. Representação esquemática do equipamento empregado por Brace et al. (1968) para medir a permeabilidade a água sob regime de fluxo transiente.

Figure 3.2. Schéma général de l'équipement employé par Brace et al. (1968) pour mesurer la perméabilité à l'eau en régime transitoire.

O método, também denominado “Método de queda de pressão”, tem sido estendido de forma bem sucedida para a medida das propriedades hidráulicas de materiais de baixa permeabilidade tais como rochas (Lin, 1977; Hsieh et al., 1981; Neuzil et al., 1981;

Trimmer, 1981; Carrera & Neuman, 1986) e concreto (Hooton & Wakeley, 1989; Pommersheim & Scheetz, 1989; Roy et al., 1993; Selvadurai & Carnaffan, 1997). Recentemente, Li et al. (2004) propuseram uma solução analítica para estimativa da permeabilidade ao ar de camadas de revestimento asfáltico usando os dados obtidos pela aplicação do método de queda de pressão em laboratório. Tendo por base esse modelo analítico, Barral (2005) propôs um dispositivo experimental destinado a estimar em laboratório a permeabilidade a gás de amostras prismáticas de argila compactada, considerando-se amostras intactas ou sujeitas a trincas de recalque. Ressalta-se que o método que considera o regime de fluxo permanente requer a medida do fluxo através da amostra, o que não é necessário no caso do método transiente. As bases matemáticas desse método e as simplificações que permitem a análise teórica da relação pressão versus tempo para materiais porosos permeados por um dado gás serão apresentadas no Capítulo 4 dessa Tese.

### 3.3 Permeabilidade a gás de GCLs

Pesquisas destinadas a avaliar o comportamento do GCL como barreira de contenção do fluxo gasoso têm sido muito menos abundantes que aquelas destinadas a investigar sua eficiência como barreira de percolantes líquidos, e a maioria delas contempla a condição não deformada das amostras ensaiadas. De um modo geral, os resultados mostram o decréscimo da permeabilidade a gás com o incremento do teor umidade, tornando evidente, portanto, que a hidratação associada com o aumento da umidade causa uma redução do volume de ar nos vazios da bentonita, reduzindo por sua vez a permeabilidade intrínseca ao gás. Os dispositivos de ensaio seguem, de um modo geral, as recomendações e o modelo presentes, por exemplo, na norma XP P84-707 (2002) do Comitê Francês de Geossintéticos. Bouazza et al. (2002b) realizaram uma série de ensaios de permeabilidade a azoto ( $N_2$ ), utilizando a célula de permeabilidade proposta por Bouazza & Vangpaisal (2002) e apresentada na Figura 3.3.

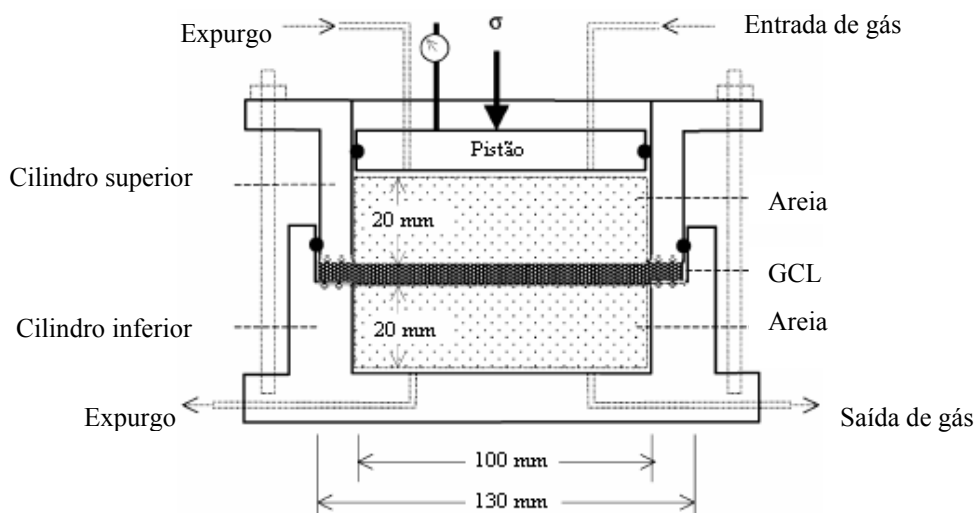


Figura 3.3. Seção transversal da célula de permeabilidade proposta por Bouazza & Vangpaisal (2002).

Figure 3.3. Section transversale de la cellule de perméabilité proposée par Bouazza & Vangpaisal (2002).

A célula de ensaio contempla basicamente um sistema de carregamento que permite a aplicação de uma tensão normal à amostra de GCL, uma porta superior de entrada do gás pressurizado e uma porta inferior à qual é conectado um medidor do fluxo correspondente ao gás que atravessa a amostra. Esta saída se encontra à pressão atmosférica, de modo que a pressão diferencial que rege o fluxo gasoso corresponde à diferença entre a pressão de entrada e a pressão atmosférica.

Resultados de ensaios sobre amostras de GCL agulhado à base de bentonita em pó, em termos da relação teor de umidade versus permeabilidade intrínseca ( $k$ ), são apresentados abaixo (Figura 3.4). A amostra GCL2 se diferencia da amostra GCL1 por apresentar o geotêxtil superior impregnado por bentonita.

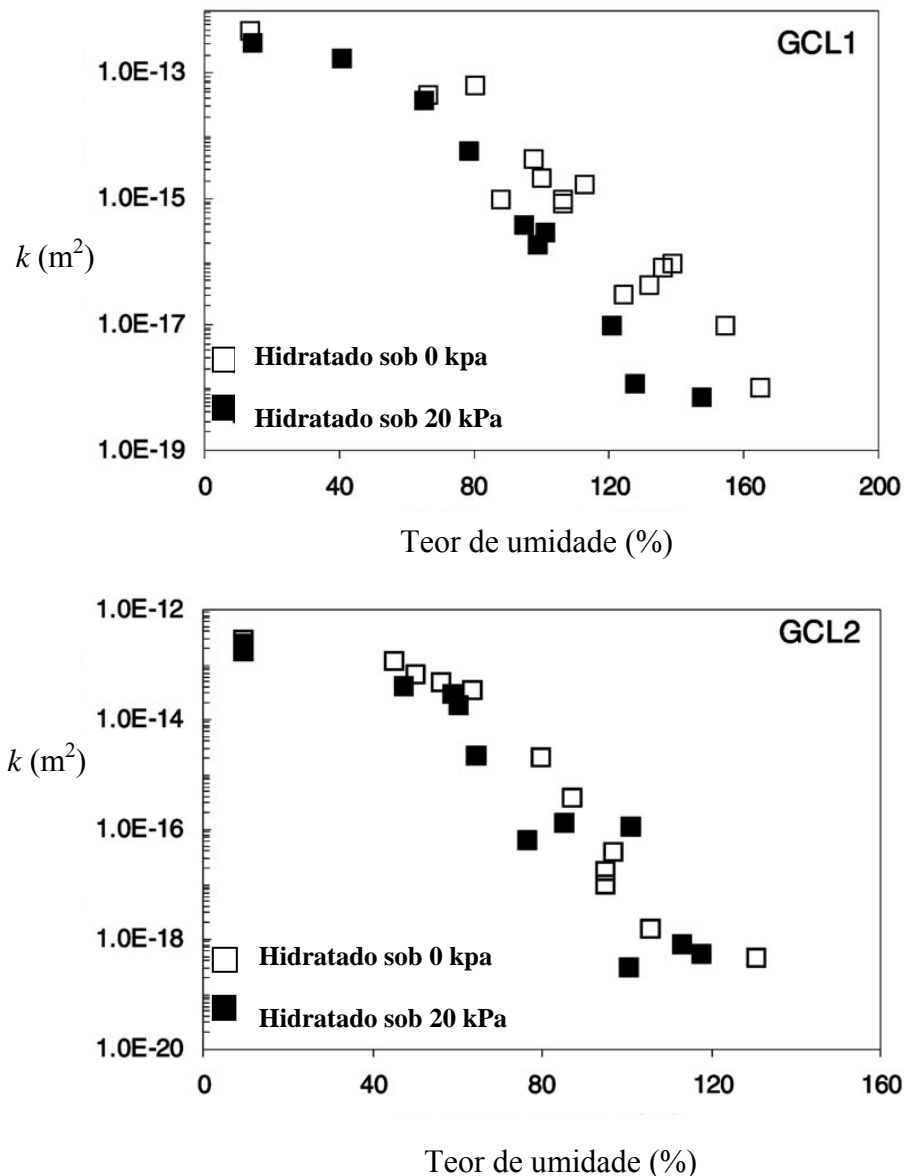


Figura 3.4. Variação da permeabilidade intrínseca ao azoto ( $k$ ) com o teor de umidade de amostras de GCL (Bouazza et al., 2002b).

Figure 3.4. Variation de la perméabilité intrinsèque à l'azote ( $k$ ) avec la teneur en eau des échantillons de GCB (Bouazza et al., 2002b).

Os resultados mostram que a redução da permeabilidade intrínseca está associada com o aumento do teor de umidade. Para o intervalo de teor de umidade estudado, um decréscimo de 5 e 6 ordens de grandeza decimal foi observado na permeabilidade das amostras GCL1 e GCL2, respectivamente.

Com esse mesmo dispositivo, Bouazza & Vangpaisal (2003) e Vangpaisal & Bouazza (2004) realizaram uma série de ensaios de permeabilidade a gás sobre GCLs de diferentes estruturas (reforçados e não reforçados), diferentes gramaturas (massas de bentonita) e tipos de bentonita (em pó e granular), permeados por azoto ( $N_2$ ) a certo intervalo de teores de umidade. Os efeitos do método de hidratação e da tensão confinante foram aferidos. A ordem de grandeza da redução da permeabilidade com o incremento da umidade mostrou-se dependente do tipo de bentonita. O incremento da tensão confinante promoveu uma redução da permeabilidade do produto. O GCL a base de bentonita em pó demonstrou maior sensibilidade ao método de hidratação aplicado, com decréscimos da permeabilidade mais rápidos quando as amostras são previamente confinadas.

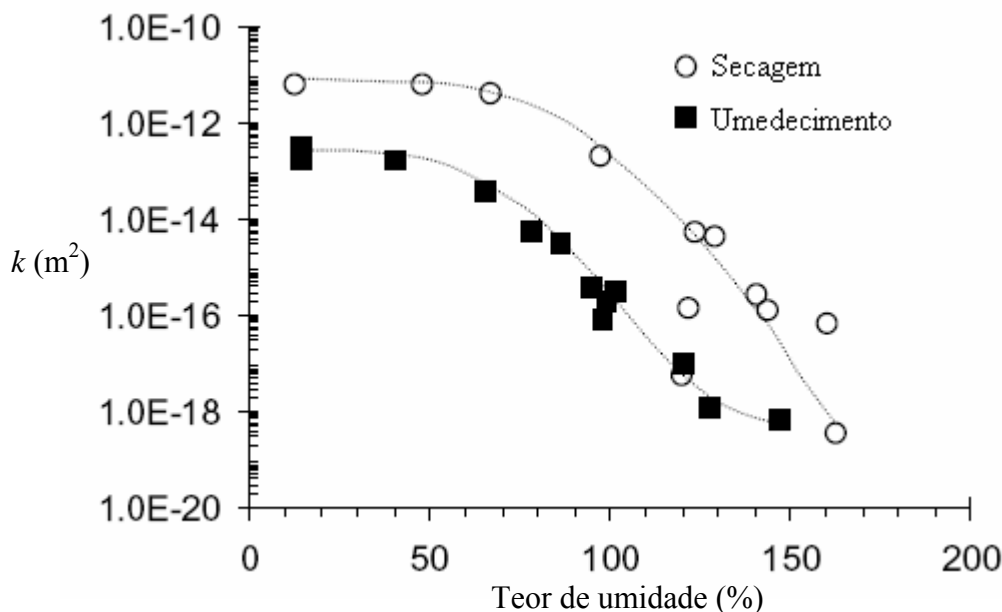
Os resultados acenaram para uma menor influência do processo de hidratação para o intervalo de umidades mais baixas. Para esse intervalo de teores de umidade, a estrutura tem pouca influência dado o predomínio dos vazios interconectados existentes na bentonita. Os autores concluem que se o GCL tem um alto grau de hidratação, a migração de gás por advecção é menos provável de ocorrer, enquanto que se o GCL não estiver bem hidratado ou sofrer dessecação, haverá uma grande probabilidade de escape de gás. Eles sugerem que o GCL instalado deva apresentar um teor de umidade mínimo de 100% e deva ser protegido contra a sua dessecação a fim de garantir sua eficiência como barreira a gases. Porém, eles ressaltam que aspectos pertinentes à resistência ao cisalhamento interno e de interface devem ser considerados dada a constatação da redução das propriedades resistentes do GCL sob umidades elevadas.

Vangpaisal et al. (2002) realizaram dois conjuntos de ensaios visando obter respostas mais conclusivas quanto às conseqüências da dessecação de GCLs parcialmente saturados sobre seu desempenho na contenção e desvio do fluxo gasoso. No primeiro conjunto, as amostras de GCL foram hidratadas a diferentes teores de umidade e suas respectivas permeabilidades ao azoto foram determinadas. No segundo conjunto, as amostras de GCL foram hidratadas até atingirem um teor de umidade de 160% (grau de saturação de 80%), porém posteriormente sujeitas à secagem ao ar livre, determinando-se a permeabilidade a gás das amostras segundo diferentes graus de dessecação (teores de umidade decrescentes conforme o tempo de exposição das amostras). Em ambos os tipos de ensaio, as amostras encontravam-se confinadas na fase anterior ao ensaio de permeabilidade (20 kPa de confinamento).

Para as condições examinadas, verificou-se que o GCL dessecado tendeu a ter uma maior permeabilidade intrínseca ao gás do que o GCL hidratado (Fig. 3.5). A um teor de umidade comparável, as amostras submetidas à secagem apresentaram uma permeabilidade intrínseca de até duas ordens de grandeza decimal maior que aquelas sujeitas a umedecimento, o que segundo os autores se deveu à retração e à subsequente formação de trincas de dessecação da componente bentonita. Os resultados reforçam a necessidade de que o GCL hidratado aplicado em sistemas de cobertura de instalações de contenção de resíduos sejam apropriadamente protegidos da incidência da dessecação, dada a forte possibilidade de escape de gás através da barreira se o GCL



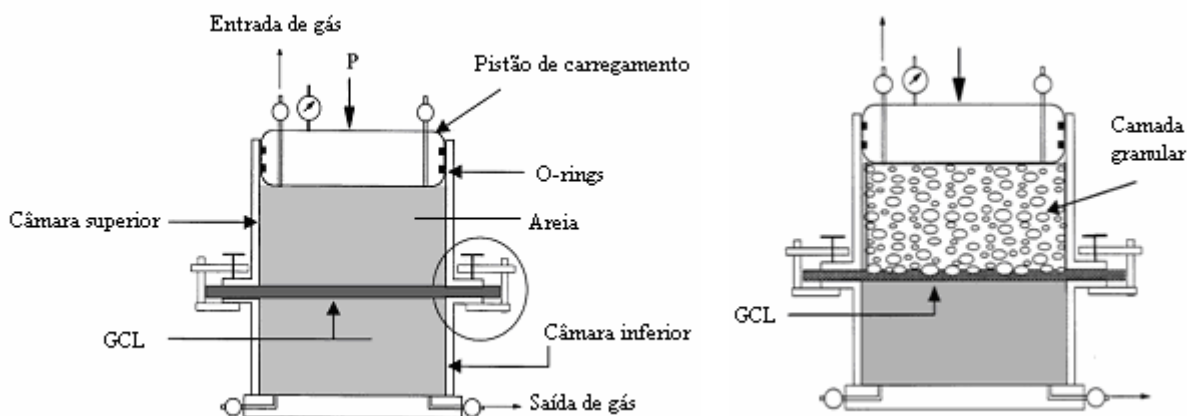
começa a dessecar. Adicionalmente, os ensaios mostraram que a presença de uma tensão confinante durante a fase de hidratação pode reduzir a permeabilidade intrínseca do GCL hidratado, indicando que o produto deve ser submetido ao confinamento quando de sua instalação ou de sua hidratação.



**Figura 3.5.** Efeito da dessecação sobre a permeabilidade intrínseca ao azoto ( $k$ ) de amostras de GCL (Vangpaisal et al., 2002).

**Figure 3.5.** Effet de la dessiccation sur la perméabilité intrinsèque à l'azote ( $k$ ) des échantillons de GCB (Vangpaisal et al., 2002).

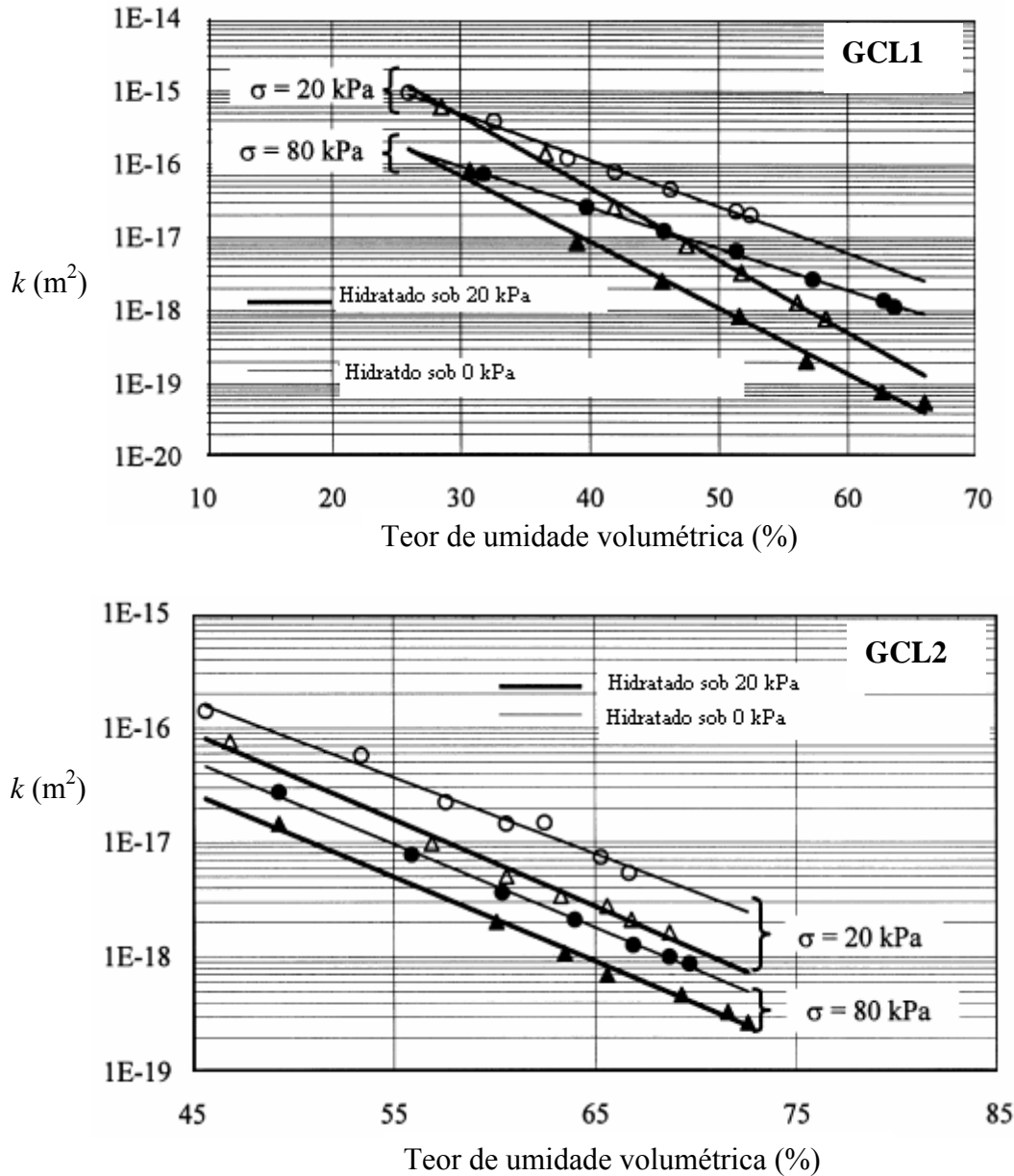
Didier et al. (2000) propuseram um dispositivo similar a fim de medir a permeabilidade a gás de GCLs sob condições variáveis de umidade e de confinamento. Adicionalmente, esse dispositivo permite aferir a influência sobre a permeabilidade a gás da presença de uma camada granular de drenagem acima do GCL (Fig. 3.6).



**Figura 3.6.** Dispositivo de ensaio de permeabilidade a gás de GCLs proposto por Didier et al. (2000).

**Figure 3.6.** Dispositif d'essai de perméabilité aux gaz de GCBs proposé par Didier et al. (2000).

Os ensaios de permeabilidade convencionais, ou seja, sem a presença de uma camada granular sobrejacente às amostras de GCL, foram realizados sobre dois tipos de GCL agulhado, um à base de bentonita sódica em pó (GCL1), o outro à base de bentonita sódica granular (GCL2). Tensões confinantes de 20 kPa e 80 kPa foram empregadas e o método de hidratação foi avaliado. Os resultados são apresentados na Figura 3.7.



**Figura 3.7. Variação da permeabilidade intrínseca ao azoto ( $k$ ) com o teor de umidade volumétrica de amostras de GCL (Didier et al., 2000).**

**Figure 3.7. Variation de la perméabilité intrinsèque à l'azote ( $k$ ) avec la teneur en eau volumique des échantillons de GCB (Didier et al., 2000).**

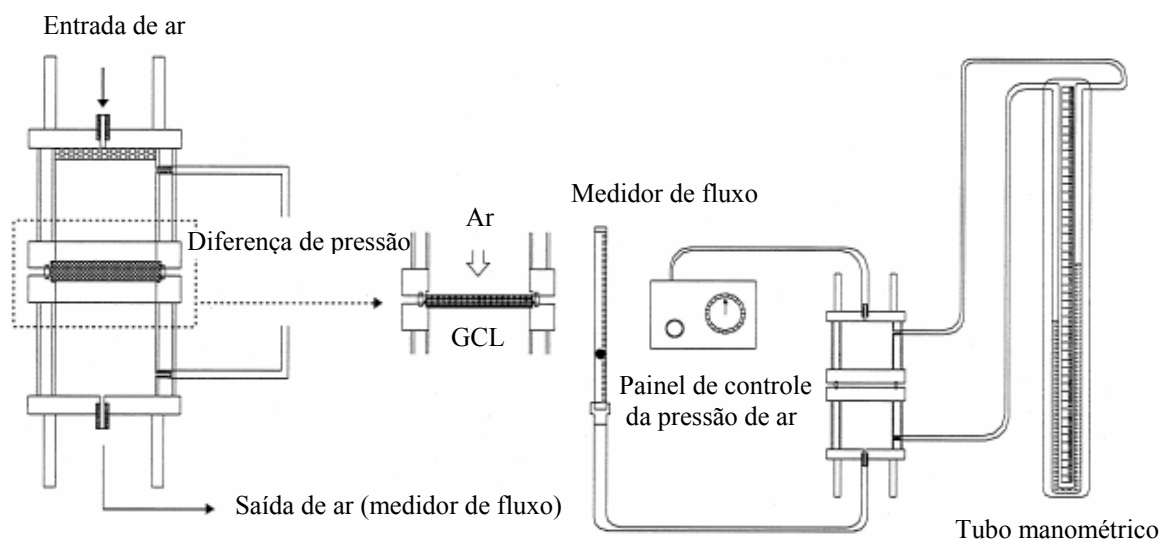
Os resultados mostram o decréscimo da permeabilidade ao gás com o incremento da umidade volumétrica, porém segundo uma relação linear. Para os respectivos intervalos de teor de umidade volumétrica ( $\theta$ ) estudados, um decréscimo de 2 a 3 ordens de grandeza decimal para o GCL em pó ( $26\% < \theta < 67\%$ ) e de 1 a 1,5 ordens de grandeza decimal para o GCL granular ( $46\% < \theta < 73\%$ ) foram observados. O incremento da tensão

confinante de 20 kPa para 80 kPa promoveu uma redução da permeabilidade de menos que uma ordem de grandeza em ambos os GCLs.

Quanto aos ensaios destinados a aferir a influência da camada de drenagem granular, foi constatado que a taxa de fluxo através da barreira era maior no caso de material angular do que no caso de material arredondado. Independentemente do tipo de material granular, foi constatado que o aumento da tensão confinante aumenta a penetração dos grãos no GCL, gerando caminhos preferenciais que aumentam significativamente a taxa de fluxo através da barreira. O geotêxtil não-tecido demonstrou-se mais eficaz na proteção da bentonita à intrusão dos grãos comparativamente ao geotêxtil tecido.

Bouazza & Vangpaisal (2007) apresentaram os resultados de uma investigação experimental visando aferir o efeito da distribuição das fibras de agulhagem sobre a permeabilidade a gás de um GCL agulhado, e eles mostraram que, para os teores de umidade maiores, uma pobre distribuição dessas fibras resulta em aumentos na permeabilidade de até três ordens de grandeza comparativamente a uma amostra com distribuição regular e uniforme da agulhagem. As diferenças são pequenas quando se considera as amostras com baixos teores de umidade.

Shan & Yao (2000) adaptaram um equipamento originalmente concebido para caracterizar o fluxo através de geotêxteis a fim de aferir a permeabilidade a gás de GCLs submetidos a ciclos sucessivos de umedecimento e secagem (Fig. 3.8). Ressalta-se que o sistema não permite controlar a tensão confinante sobre a amostra. Dois tipos de GCL à base de bentonita sódica granular, um agulhado (GCL BM) e outro sem reforço (GCL CL), foram ensaiados. Gradientes de pressão inferiores a 2 kPa foram aplicados.

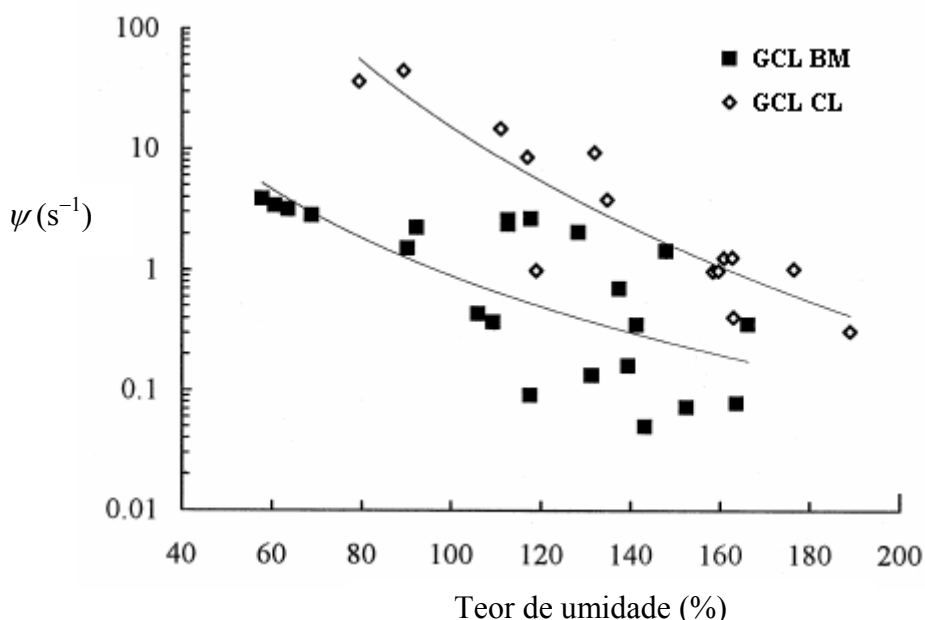


**Figura 3.8. Dispositivo de ensaio de permeabilidade ao ar de GCLs proposto por Shan & Yao (2000).**

**Figure 3.8. Dispositif d'essai de perméabilité à l'air des échantillons de GCB proposé par Shan & Yao (2000).**

Os resultados são apresentados na Figura 3.9 em termos da relação teor de umidade versus permissividade ( $\psi$ ), sendo esta a permeabilidade ao ar por espessura unitária do

GCL. À luz dos resultados e das observações experimentais das amostras ensaiadas, os autores realçaram a importância da agulhagem na restrição à formação de redes de trincas da bentonita dessecada. Para o mesmo intervalo de teores de umidade das amostras dessecadas, o GCL não reforçado apresentou permeabilidades maiores que aquelas correspondentes ao GCL agulhado, essencialmente devido à menor suscetibilidade deste ao trincamento sob secagem. Os autores reforçam a necessidade de se manter o GCL em um estado de hidratação próximo da saturação a fim de limitar a migração de gás, porém, apoiados nos resultados de Daniel et al. (1993) e Yao (1998), eles julgam os GCLs menos eficazes na contenção do fluxo gasoso do que na contenção do fluxo hídrico dada a sua incapacidade de se manter completamente saturado quando em contato com outros solos. Eles recomendam o emprego do GCL isoladamente, compondo um sistema de revestimento simples, no caso de aterros sanitários onde a emissão de gases não seja preocupante. No caso de aterros sanitários de resíduos domésticos, eles recomendam o emprego de um sistema de revestimento composto do tipo Geomembrana-GCL a fim de prevenir a possibilidade de fluxo de gases através do GCL dessecado.

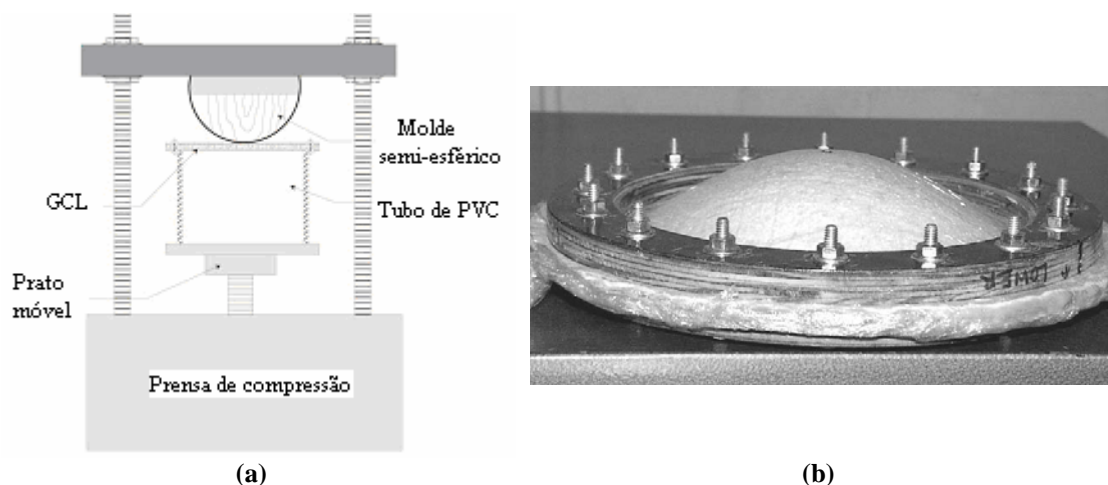


**Figura 3.9.** Variação da permissividade ao ar ( $\psi$ ) com o teor de umidade de amostras de GCL dessecadas (Shan & Yao, 2000).

**Figure 3.9.** Variation de la permissivité à l'air ( $\psi$ ) avec la teneur en eau des échantillons de GCB desséchés (Shan & Yao, 2000).

Soltani (1997) avaliou a influência de recalques sobre a permeabilidade a gases de GCLs. Para tanto, ele realizou ensaios sobre 3 tipos de GCL (2 agulhados e 1 costurado) sujeitos a deformação de tração devido ao recalque, considerando a influência do teor de umidade, da tensão confinante, da pressão diferencial do gás e do modo de hidratação. Bouazza & Vangpaisal (2004) realizaram uma série de ensaios de permeabilidade a gás azoto sobre amostras de GCL agulhado parcialmente hidratadas e sujeitas a deformações axissimétricas de recalque de até 30% da área de deformação. Os ensaios foram realizados sobre amostras deformadas antes da hidratação (a fim de simular a fase de instalação do produto) e após a hidratação (para simular a condição de serviço). A deformação se dava em prensas de compressão simples (Fig. 3.10) e as amostras eram

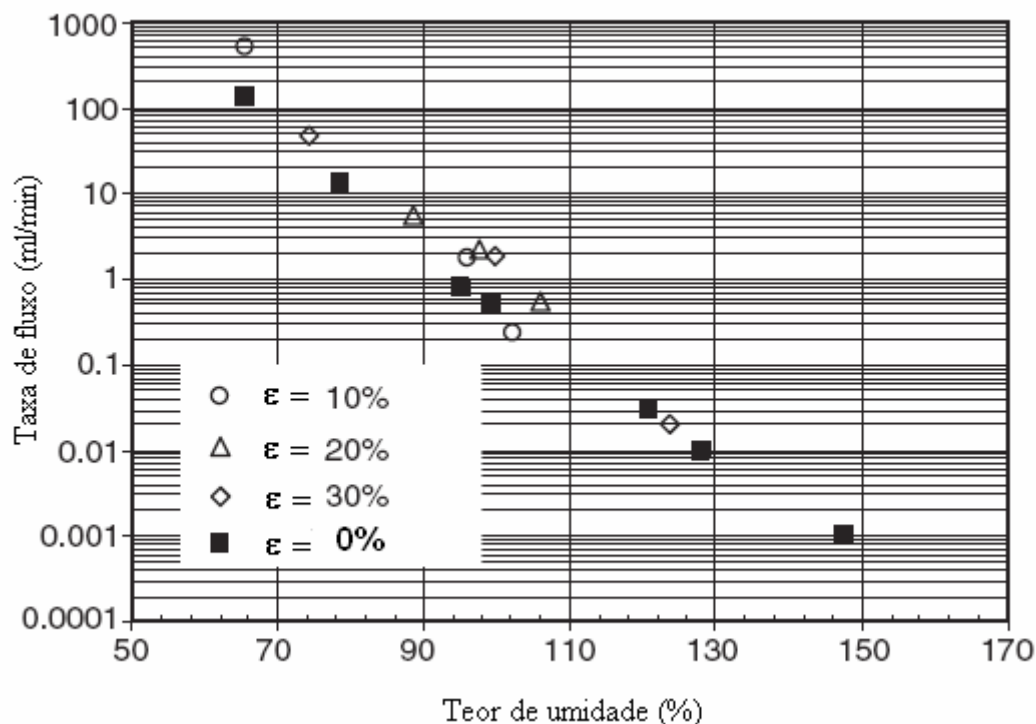
posteriormente alojadas na célula de ensaio de permeabilidade proposta por Bouazza & Vangpaisal (2002), conforme descrito anteriormente.



**Figura 3.10. Montagem para deformação axissimétrica do GCL (a) e aspecto da amostra deformada (b) (Bouazza & Vangpaisal, 2004).**

**Figure 3.10. Assemblage pour la déformation axisymétrique du GCB (a) et aspect de l'échantillon déformé (b) (Bouazza & Vangpaisal, 2004).**

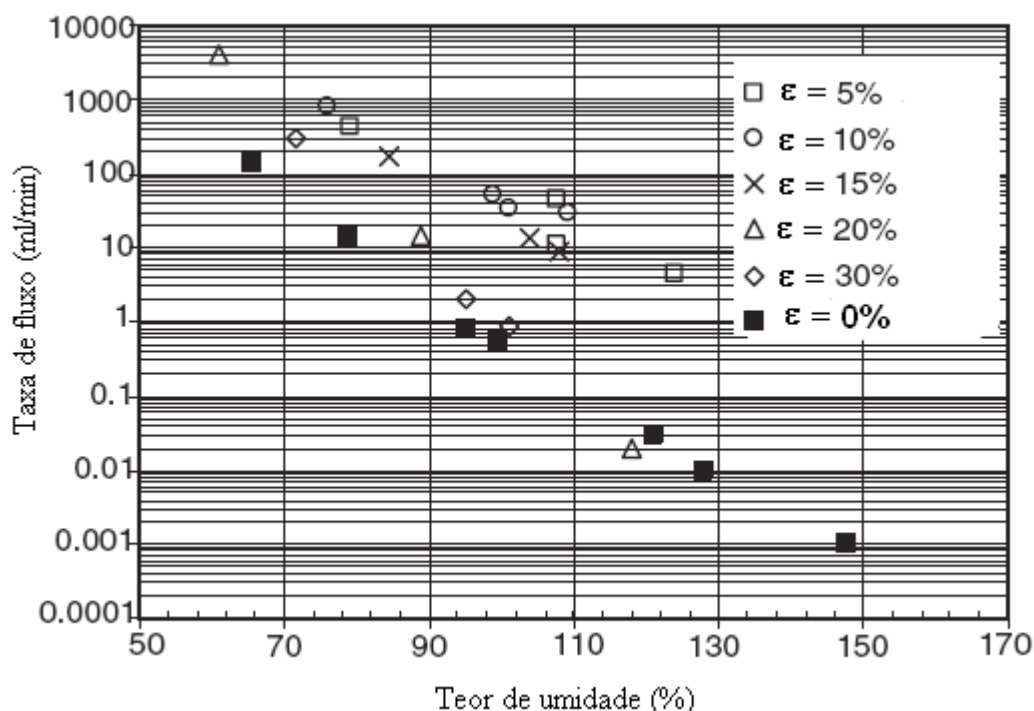
Os resultados mostraram que, para o intervalo de teor de umidade investigado, o GCL submetido à deformação no estado seco foi capaz de fornecer um desempenho aceitável quando hidratado, mostrando que, nesse estado, a deformação de tração induziu deformações apenas nas componentes geotêxteis (Fig. 3.11).



**Figura 3.11. Variação da taxa de fluxo do gás azoto com o teor de umidade de amostras de GCL previamente deformadas na condição seca (Bouazza & Vangpaisal, 2004).**

**Figure 3.11. Variation du flux de gaz azote avec la teneur en eau des échantillons de GCB préalablement déformés sous la condition sèche (Bouazza & Vangpaisal, 2004).**

No caso das amostras deformadas previamente hidratadas (Fig. 3.12), para deformações de até 15%, constatou-se um aumento na permeabilidade a gás comparativamente às amostras hidratadas não deformadas. Para deformações acima de 15%, os resultados foram comparáveis àqueles de amostras não deformadas, principalmente a teores de umidade maiores. Segundo os autores, isto se deve a maior suscetibilidade da bentonita de rearranjar suas partículas sob as elevadas tensões confinantes geradas nesses níveis de deformação. Para as amostras menos hidratadas, porém, a baixa ductilidade da bentonita não favoreceu sua auto-cicatrização sob confinamento.



**Figura 3.12.** Variação da taxa de fluxo do gás azoto com o teor de umidade de amostras de GCL previamente deformadas na condição hidratada (Bouazza & Vangpaisal, 2004).

**Figure 3.12.** Variation du flux de gaz azote avec la teneur en eau des échantillons de GCB préalablement déformés sous la condition hydratée (Bouazza & Vangpaisal, 2004).

Uma tendência de pesquisas futuras parece acenar para o estudo da migração de gases através de sistemas de revestimento composto do tipo Geomembrana-GCL, considerando-se a existência de defeitos na componente geomembrana. Nessa linha, trabalho pioneiro foi desenvolvido por Bouazza & Vangpaisal (2006), os quais apresentaram os resultados de um trabalho experimental que contemplava o fluxo de gases através de um orifício circular de uma geomembrana sobrejacente a um GCL. Neste estudo, avaliaram-se o efeito da pressão diferencial do gás, do teor de umidade do GCL, das condições de contato na interface Geomembrana-GCL e do diâmetro do defeito. O teor de umidade do GCL foi identificado como sendo um parâmetro extremamente relevante para fins de controle da migração gasosa através do dano, implicando que a componente bentonita deve ser mantida hidratada a um elevado teor de umidade com o propósito de se alcançar uma barreira gasosa efetiva quando da incidência de danos na geomembrana. Mostra-se, também, que uma boa condição de contato entre a geomembrana e o GCL é requerida para reduzir a taxa de vazamento gasoso através do sistema composto.

### **3.4 Resumo e conclusões**

Esse capítulo reuniu informações pertinentes ao transporte de gases através de GCLs. Dada a grande quantidade de gases gerados em um aterro sanitário, buscou-se ressaltar a importância de que as barreiras argilosas que compõem as camadas de cobertura destas instalações sejam capazes de manter sua eficiência funcional como elemento de desvio e contenção de fluxo gasoso ao longo da vida útil da obra. Aspectos críticos desse desempenho funcional foram identificados. Particularmente no que concerne à capacidade da barreira de suportar as deformações de tração impostas pelo recalque dos resíduos, os GCLs foram comparados com as barreiras argilosas convencionais.

Considerações gerais sobre o transporte de gases em meio poroso foram apresentadas. Dois principais mecanismos de transporte foram identificados, com ênfase à advecção. Com base nas informações disponíveis na literatura, conclui-se que os modelos desenvolvidos para o fluxo de água em meio poroso podem ser usados para o fluxo de gás e que as condições para as quais a lei de Darcy se aplica ao mecanismo de transporte de gases são similares às aquelas encontradas em uma camada de cobertura de um aterro sanitário.

Foram descritos os princípios gerais que regem o transporte de gases em meio poroso sob regime de fluxo permanente. Informações preliminares sobre a determinação da permeabilidade de um meio poroso sob regime de fluxo transiente foram apresentadas e ênfase foi dada aos trabalhos experimentais que atestam a validade do método.

Por fim, apresentou-se uma revisão de literatura que aborda as principais pesquisas envolvendo o estudo da permeabilidade a gás de GCLs parcialmente saturados. Diferentes dispositivos e métodos de ensaio foram descritos. Os resultados dessas pesquisas foram apresentados com o propósito de qualificar a tendência de comportamento da curva permeabilidade versus teor de umidade, assim como de quantificar a ordem de grandeza de variação da permeabilidade sob condições variáveis de confinamento, método de hidratação, tipo de bentonita, estrutura do GCL, condição de deformação e ciclos de umedecimento e secagem. Perspectivas de pesquisas futuras foram apontadas.

## 4 RECHERCHE EXPERIMENTALE SUR LA PERMEABILITE AU GAZ DE GEOCOMPOSITES BENTONITIQUES

### 4.1 Introduction

Ce chapitre présente la méthode expérimentale de « chute de pression » utilisée pour les bétons, asphaltes et sols, laquelle sera adaptée ici pour mesurer la perméabilité aux gaz des géocomposites bentonitiques (abréviation française : GCB ; abréviation anglaise : GCL) partiellement saturés soumis au régime de flux transitoire. La recherche expérimentale est présentée avec la description de l'équipement spécialement mis au point, la procédure d'étalonnage, la procédure de préparation des échantillons de GCB et des mesures des paramètres caractéristiques de l'essai, le montage (opération d'assemblage) de l'essai, la réalisation de l'essai, les résultats obtenus et leur traitement. Les résultats obtenus sont ensuite comparés à ceux relevés dans la littérature et discutés.

### 4.2 Principe général et modèle analytique

Le principe de la méthode est décrit par Li et al. (2004) qui ont travaillé sur la perméabilité à l'air d'échantillons d'asphalte. Le schéma du principe d'essai est montré ci-dessous (Fig. 4.1). Il s'agit d'un dispositif constitué d'une boîte sans couvercle dans laquelle on place un échantillon du matériau, dont on veut tester la perméabilité, en le surélevant afin de laisser un certain volume pour le gaz. L'étanchéité entre l'échantillon et les parois latérales de la boîte est assurée par un joint. Le test consiste à augmenter la pression du gaz dans la cellule en dessous de l'échantillon, puis à fermer l'arrivée de gaz et d'enregistrer la chute de pression à cause du flux de gaz au travers de l'échantillon testé vers l'atmosphère.

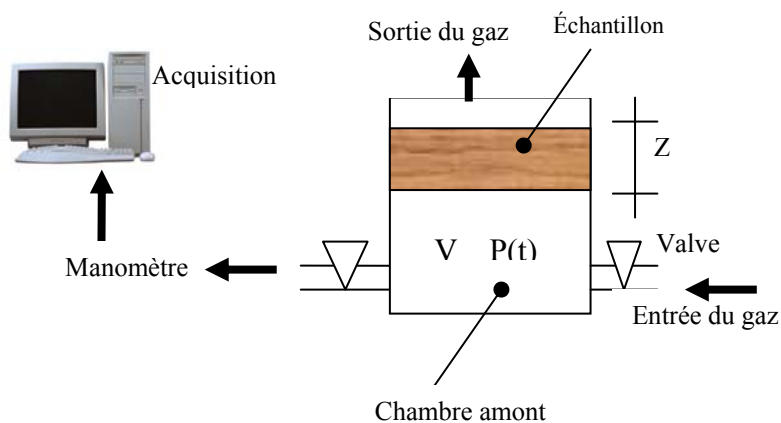


Figure 4.1. Schéma du principe général de l'essai de « chute de pression ».

Le flux de gaz au travers de l'échantillon est décrit par la loi de Darcy :



$$q(z,t) = -\frac{k}{\mu} \cdot \frac{\partial P(z,t)}{\partial z} \quad (4.1)$$

D'après la loi des gaz parfaits:

$$\rho(z,t) = \frac{\omega P(z,t)}{RT} \quad (4.2)$$

Si on fait le bilan de masse au point  $z=0$  :

i) la masse de gaz qui fuit au travers de la barrière entre les temps  $t$  et  $t+dt$  est :

$$dm_g = A\rho(0,t)q(0,t)dt \quad (4.3)$$

ii) la masse de gaz perdue dans le réservoir entre les temps  $t$  et  $t+dt$  est :

$$dm_p = -Vd\rho(0,t) \quad (4.4)$$

Dans le cas où il y a conservation de la masse, on a donc :

$$A\rho(0,t)q(0,t)dt = -Vd\rho(0,t) \quad (4.5)$$

Dans des conditions isothermes, en remplaçant dans cette équation  $\rho(z,t)$  et  $q(z,t)$  par les expressions trouvées précédemment, on obtient :

$$\frac{Ak}{2V\mu} \cdot \frac{\partial P^2}{\partial z} \Big|_{z=0} = \frac{dP}{dt} \quad (4.6)$$

Selon Baehr & Hult (1991), lorsque l'on se place en conditions isothermes, en négligeant le terme gravitationnel, l'équation de l'écoulement gazeux unidimensionnel dans l'échantillon s'écrit :

$$\frac{P_m}{P} \cdot \frac{n_a}{P_m} \cdot \frac{\partial P^2}{\partial t} = \frac{k}{\mu} \cdot \frac{\partial^2 P^2}{\partial z^2} \quad (4.7a)$$

où  $n_a$  est la porosité au gaz de l'échantillon,  $P_m$  est la pression moyenne définie comme la moyenne des pressions maximales et minimales utilisées dans les tests.

Etant donné les petites variations de pression utilisées, le terme  $\frac{P_m}{P}$  peut être approximé

à 1 avec une erreur inférieure à 2,5%. On trouve donc :

$$\frac{n_a}{P_m} \cdot \frac{\partial P^2}{\partial t} = \frac{k}{\mu} \cdot \frac{\partial^2 P^2}{\partial z^2}, \quad 0 < z < Z \quad (4.7b)$$

$$\text{Conditions limites : } P^2(z, t) \Big|_{z=0} = P^2(t) \quad (4.8)$$

$$P^2(z, t) \Big|_{z=Z} = P_{atm}^2 \quad (4.9)$$

$$\text{Condition initiale : } P^2(z, t) \Big|_{t=0} = P^2(z, 0) \quad (4.10)$$

Pour obtenir une solution analytique, le modèle doit être simplifié. En intégrant deux fois successivement l'équation précédente dans l'intervalle  $(0, \xi)$  en fonction de  $z$  puis dans l'intervalle  $(0, z)$  en fonction de  $\xi$ , nous obtenons en respectant les conditions limites :

$$\frac{\partial P^2}{\partial z} \Big|_{z=0} = \frac{P_{atm}^2 - P^2(t)}{Z} \cdot (1 - \varepsilon) \quad (4.11a)$$

$$\varepsilon = \frac{1}{P_{atm}^2 - P^2(t)} \cdot \frac{n_a \mu}{k P_m} \int_0^z \left[ \int_0^\xi \frac{\partial P^2(z, t)}{\partial t} dz \right] d\xi \quad (4.11b)$$

Si l'on pose :  $\frac{\partial P^2}{\partial t} = \varphi(z, t)$ , on trouve en dérivant l'équation (4.7b) par rapport au temps  $t$  :

$$\frac{n_a}{P_m} \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial t} = \frac{k}{\mu} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2}, \quad 0 < z < Z \quad (4.11c)$$

Avec les conditions aux limites et initiales :

$$\varphi \Big|_{z=0} = \frac{dP^2}{dt} ; \varphi \Big|_{z=Z} = 0 \quad (4.11d)$$

$$\varphi(z, t) \Big|_{t=t_0} = 0 \quad (4.11e)$$

Finalement on a :

$$\left| \varphi(z, t) \right| = \left| \frac{\partial P^2}{\partial t} \right| \leq \left| \frac{dP^2}{dt} \right| = 2 \left| P \frac{dP}{dt} \right|, \quad 0 < z < Z \quad (4.11f)$$

En introduisant l'équation (4.11f) dans l'équation (4.11b) on trouve :

$$|\varepsilon| \leq \frac{n_a \mu Z^2}{k P_m} \cdot \frac{P(t)}{P^2(t) - P_{atm}^2} \left| \frac{dP}{dt} \right| = \delta \quad (4.12)$$

Si  $\delta \ll 1$ , le terme  $\varepsilon$  dans l'équation (4.11a) peut être négligé. Celle-ci devient alors :

$$\left. \frac{\partial P^2}{\partial z} \right|_{z=0} \approx \frac{P_{atm}^2 - P^2(t)}{Z} \quad (4.13)$$

On peut alors remplacer (4.13) dans l'équation (4.6). On obtient :

$$\frac{Ak}{VZ\mu} dt = \frac{2dP}{(P_{atm} + P)(P_{atm} - P)} \quad (4.14)$$

En intégrant cette équation de 0 à t, on trouve :

$$\ln\left(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}}\right) = \left(\frac{-AP_{atm}k}{VZ\mu} t\right) \quad (4.15a)$$

où :

$$c = \frac{P(0) + P_{atm}}{P(0) - P_{atm}} \quad (4.15b)$$

D'après l'équation (4.15a), on voit bien que  $\ln\left(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}}\right)$  est linéairement dépendant du temps t.

Et le coefficient de perméabilité  $k$  est donc donné par :

$$k = \frac{-VZ\mu s}{AP_{atm}} \quad (4.16)$$

$$\text{où } s \text{ est la pente de la droite : } \ln\left(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}}\right) = st \quad (4.17)$$

Les courbes représentant la chute de pression en fonction du temps prendront donc la forme d'une exponentielle.

Le paramètre  $\eta_a$  nécessaire pour vérifier la condition  $\delta \ll 1$  dans l'équation (4.12) peut être obtenu selon Didier et al. (2000):

$$n_a = n(1 - S) \quad (4.18)$$

$$n = 1 - \frac{m_b}{\left( Z - \frac{m_{GS}}{\rho_{GS}} \right) \rho_s} \quad (4.19)$$

où  $n$  : porosité totale de la bentonite sèche;  $S$  : degré de saturation en eau de l'échantillon;  $m_b$ : masse surfacique de bentonite ( $\text{g/m}^2$ );  $\rho_s$ : poids volumique des solides du composant bentonite ( $\text{g/m}^3$ );  $m_{GS}$ : masse surfacique des géotextiles ( $\text{g/m}^2$ );  $\rho_{GS}$ : poids volumique des solides des géotextiles ( $\text{g/m}^3$ );  $Z$ : épaisseur du GCB (m).

Didier et al. (2000) ont testé des échantillons de GCB similaires à ceux qui ont été testés ici, lesquels présentent une plage de porosité  $\eta_a$  telle que  $10\% < \eta_a < 60\%$ . Pour ces valeurs de porosité, on a constaté que la condition (4.12) est bien vérifiée.

### 4.3 La cellule de test

La section transversale de la cellule d'essai est présentée ci-dessous. Cette cellule doit fonctionner selon la méthode de la chute de pression (selon § 4.2). Elle doit permettre de mesurer la perméabilité aux gaz d'un GCB déformé.

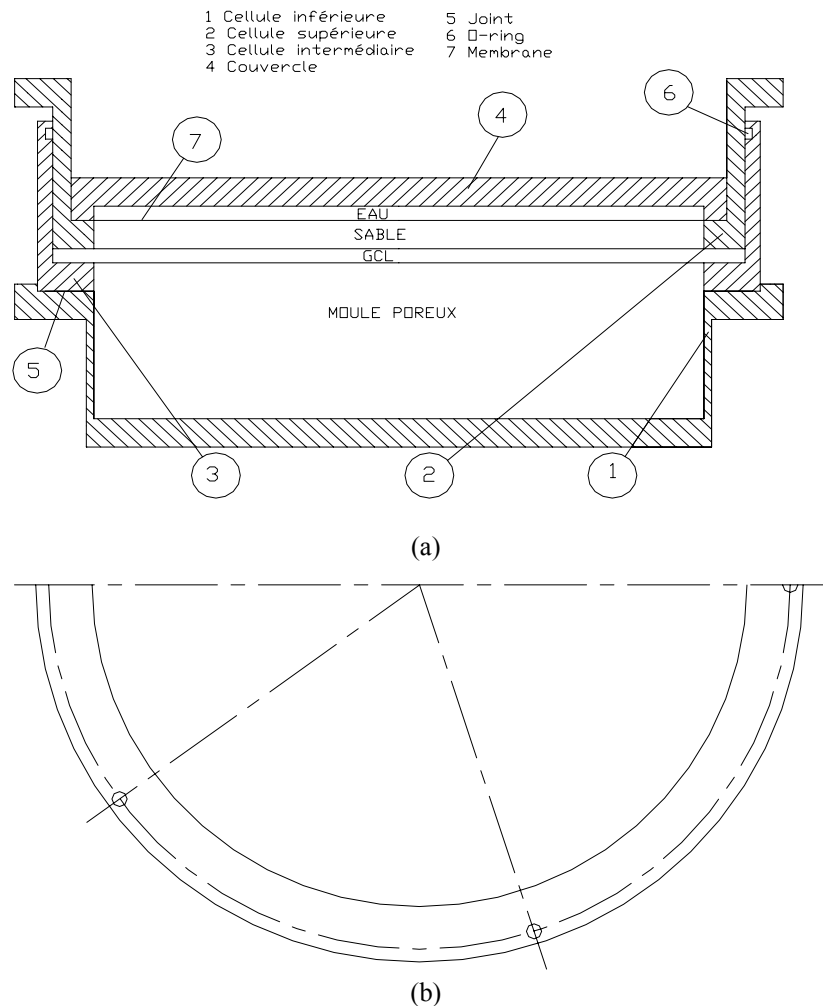
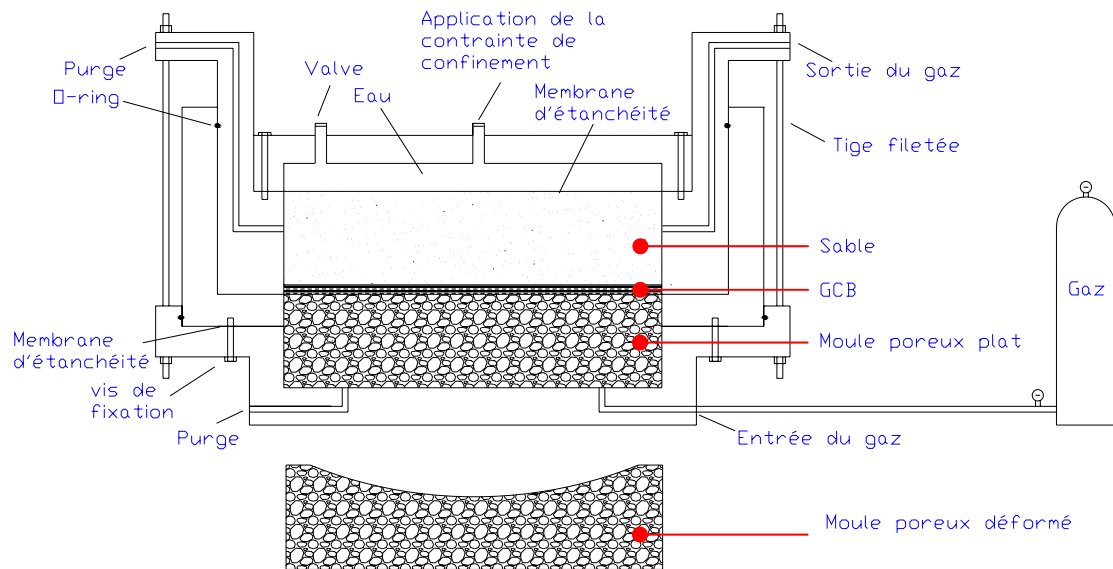


Figure 4.2. Section transversale de la cellule d'essai proposée : (a) front ; (b) vue demi-radiale.

Le schéma du dispositif est présenté ci-dessous :



**Figure 4.3. Schéma du dispositif proposé.**

On trouvera le dessin de cette cellule avec les dimensions correspondantes dans l'Appendice A. Il s'agit d'une cellule circulaire en duraluminium dont la partie inférieure est remplie par une pierre poreuse dont la surface est déformée selon une forme qui reproduit l'effet d'un tassement différentiel des déchets (Fig. 4.4a). Un joint (Fig. 4.4b) assure l'étanchéité au gaz dans la cellule inférieure. Une cellule intermédiaire (Fig. 4.4c) est placée sur ce joint et autour de la pierre poreuse (Fig. 4.4d). Elle est fixée sur la cellule inférieure par des vis (Fig. 4.4e). La partie interne inférieure de la cellule intermédiaire se trouve en même niveau que les bords externes de la pierre poreuse (Fig. 4.4f). L'échantillon de GCB est placé sur cette surface (Fig. 4.4g,h) et l'étanchéité des parois est assurée par la bentonite (Fig. 4.4i).

Une autre cellule circulaire supérieure (Fig. 4.4j) est placée à l'intérieur de la cellule intermédiaire sur l'échantillon de GCB (Fig. 4.4l,m,n,o). Une couche de sable fin est versée sur le GCB (Fig. 4.4p) et cette couche est surmontée par une membrane d'étanchéité (Fig. 4.4q) qui fait la séparation entre l'eau du système de confinement et la couche de sable. Un couvercle est fixé sur cette membrane. Des tuyaux font la liaison entre le couvercle et le panneau de contrôle, avec lequel il est possible de contrôler la contrainte de confinement appliquée et les variations de volume dans la cellule (Fig. 4.4r).

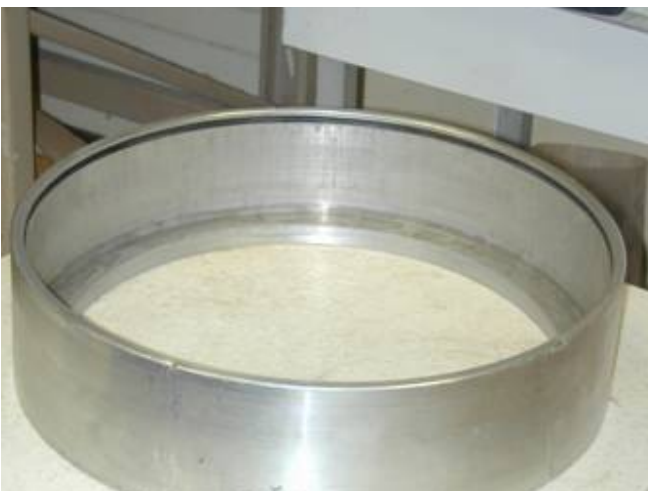
Une bouteille de gaz (Fig. 4.4s) est connectée au réservoir de la cellule inférieure et donc aux vides de la pierre poreuse. Un régulateur de pression permet de contrôler la pression du gaz.



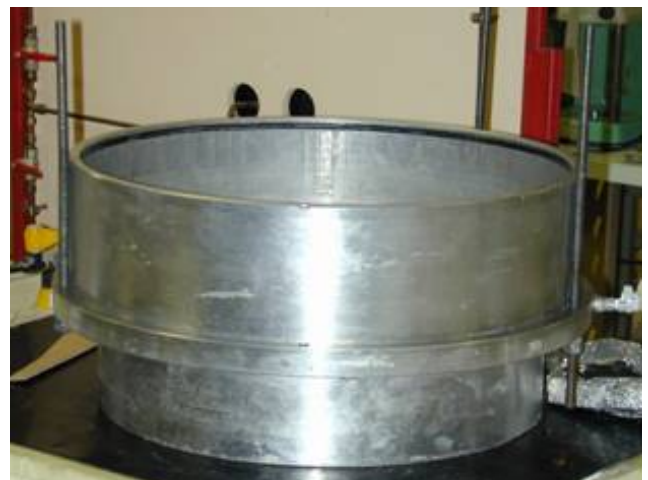
(a) cellule inférieure et pierre poreuse



(b) joint



(c) cellule intermédiaire



(d) cellule intermédiaire placée sur joint



(e) vis de fixation des cellules inférieure et intermédiaire



(f) ensemble cellule intermédiaire-pierre poreuse

**Figure 4.4. Les composants principaux de la cellule de perméabilité.**





(g) échantillon de GCB non déformé



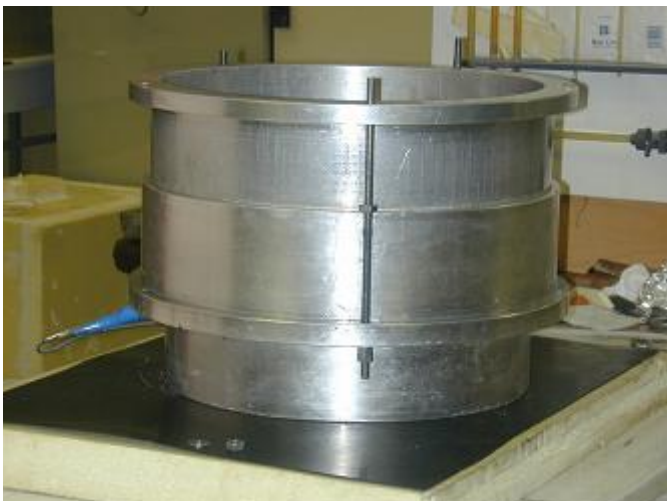
(h) mise en place du GCB



(i) étanchéité latérale avec la bentonite



(j) cellule supérieure



(l) mise en place de la cellule supérieure (vue frontale)



(m) mise en place de la cellule supérieure (vue de dessus)

**Figure 4.4. Suite.**



(n) fixation de la cellule supérieure



(o) cellule supérieure placée sur l'échantillon de GCB



(p) couche de sable au-dessus du GCB



(q) membrane d'étanchéité au-dessus du sable



(r) cellule assemblée et tuyaux de connection à la bouteille de gaz et au panneau de contrôle

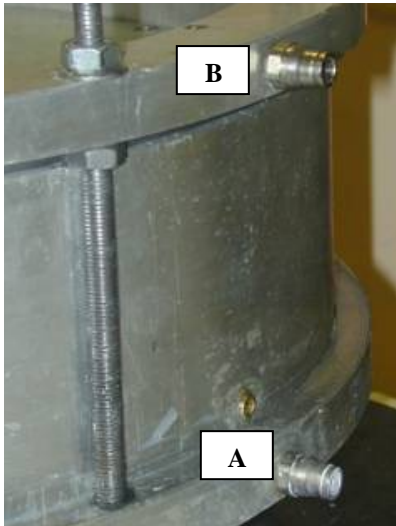


(s) bouteille de gaz

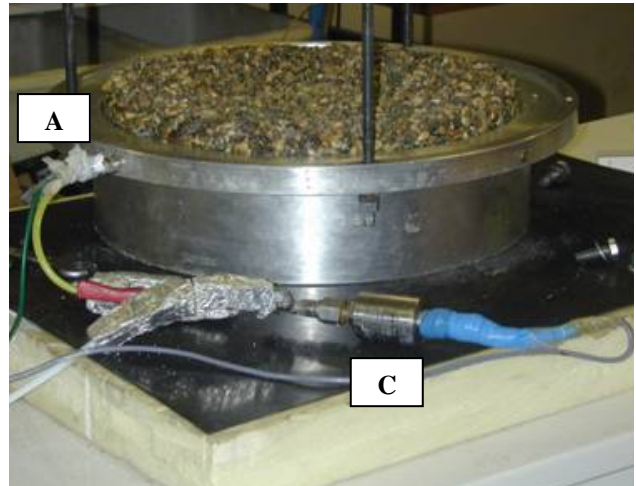
**Figure 4.4. Suite.**



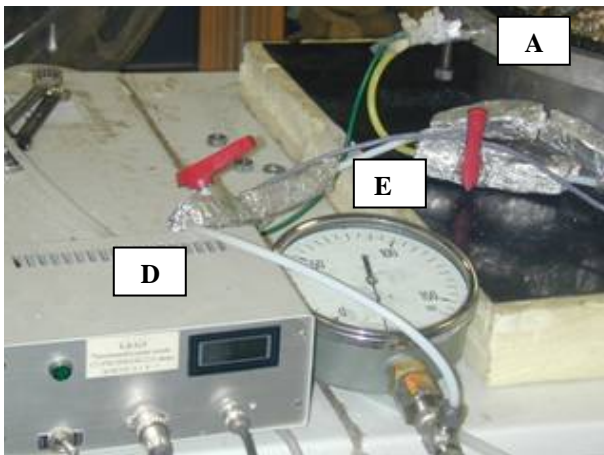
La bouteille de gaz est reliée à la cellule par une connexion d'entrée sur la cellule inférieure (Fig 4.5a, **A**), permettant l'accès du gaz aux vides de la pierre poreuse (réservoir). La face inférieure du GCB est placée sur le moule poreux et donc en contact direct avec le gaz. Un capteur de pression (Fig 4.5b, **C**) est placée au niveau de la connexion d'entrée **A** et un système d'acquisition des données permet l'enregistrement des données dans un fichier et le suivie de la pression pendant l'application et la chute de pression.



(a) connexions d'entrée (**A**) et de sortie (**B**) du gaz



(b) capteur de pression (**C**) lié à la connexion d'entrée du gaz (**A**)



(c) capteur de température (**D**) lié à la connexion d'entrée du gaz (**A**); valves et manomètre auxiliaires (**E**)



(d) isolation thermique (**F**)

**Figure 4.5. Composants et accessoires de l'essai de perméabilité.**

Un capteur de température est placé près de la connexion d'entrée du gaz (Fig. 4.5c, **D**) et enregistre la température du gaz pendant l'essai. La sortie du gaz à l'extérieur est assurée au travers de la connexion de sortie **B** placée sur la cellule supérieure (Fig 4.5a, **B**) et au niveau de la couche de sable au-dessus du GCB. La condition isothermique est assurée par une enceinte de polystyrene extrudé (Fig 4.5d, **F**) autour de la cellule. Un manomètre et des valves permettent le contrôle de la pression d'entrée du gaz.

#### 4.4 Opération d'étalonnage

Le but de ce programme de recherche était de mettre au point la nouvelle méthodologie d'essai, en assurant sa fiabilité pour la détermination de la perméabilité aux gaz du GCB sous déformation et sous régime transitoire de flux. On a vérifié d'abord les conditions d'étanchéité de la cellule, indispensables à la réussite de la méthodologie.

On a vérifié également la condition d'étanchéité correspondant à tout l'ensemble de la cellule. Pour cela, on a réalisé un essai en appliquant la même pression du gaz azote soit dans la partie inférieure (dans le moule poreux), soit dans la partie supérieure (dans la couche de sable) et on a suivi l'évolution de la pression au cours du temps. Un échantillon de GCB hydraté a été utilisé dans le but de faire la séparation entre le moule et la couche de sable, configuration identique à la configuration des vrais essais. Dans ce cas là, l'essai a été réalisé dans une salle où la température n'était pas contrôlée, pour vérifier l'efficacité de l'enceinte thermique.

La Figure 4.6 ci-dessous montre que la cellule a été capable de maintenir la pression constante et la Figure 4.7 montre que l'enceinte a été capable de maintenir la température constante pendant la durée de l'essai (23 heures). On a identifié une variation maximale de pression correspondant à 0,2 kPa au bout des 23 heures d'essai, et une variation presque nulle au bout des 70 minutes initiales de l'essai d'étalonnage, ce qui correspond à un temps inférieur au temps des vrais essais réalisés. Le même constat vaut pour la température. On n'a donc pas identifié de fuites de l'ensemble de la cellule vers l'ambiance extérieure et des changements significatives de pression à cause des variations de température.

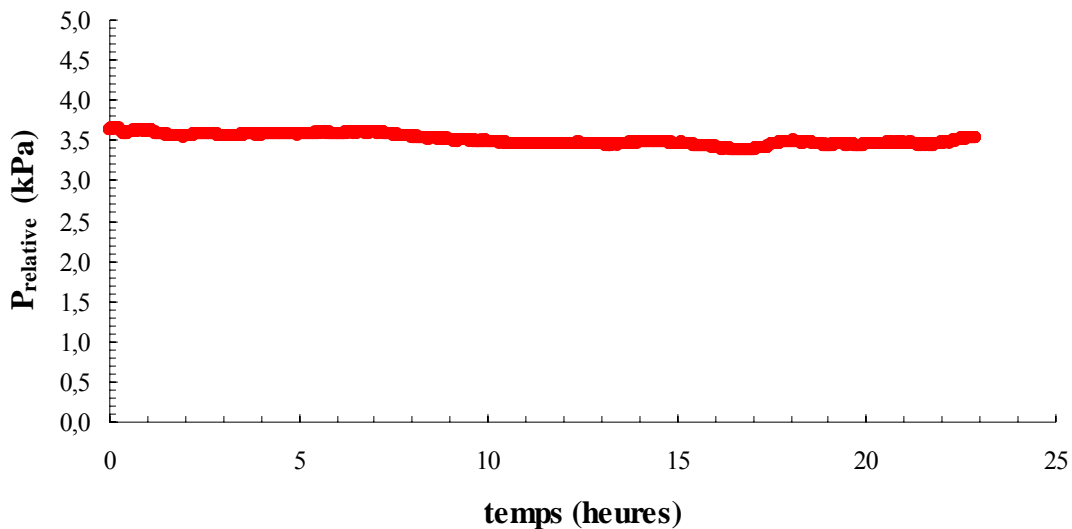
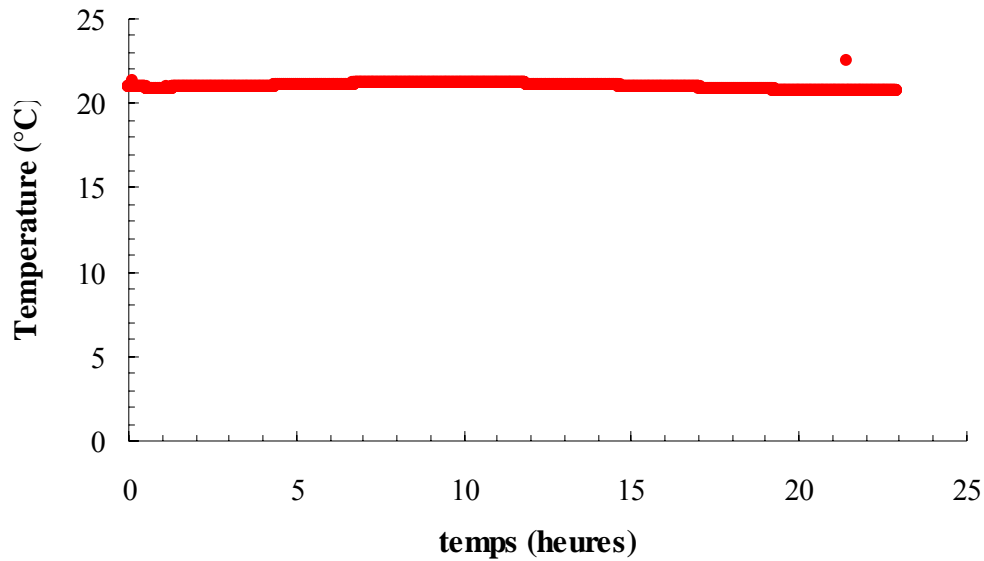
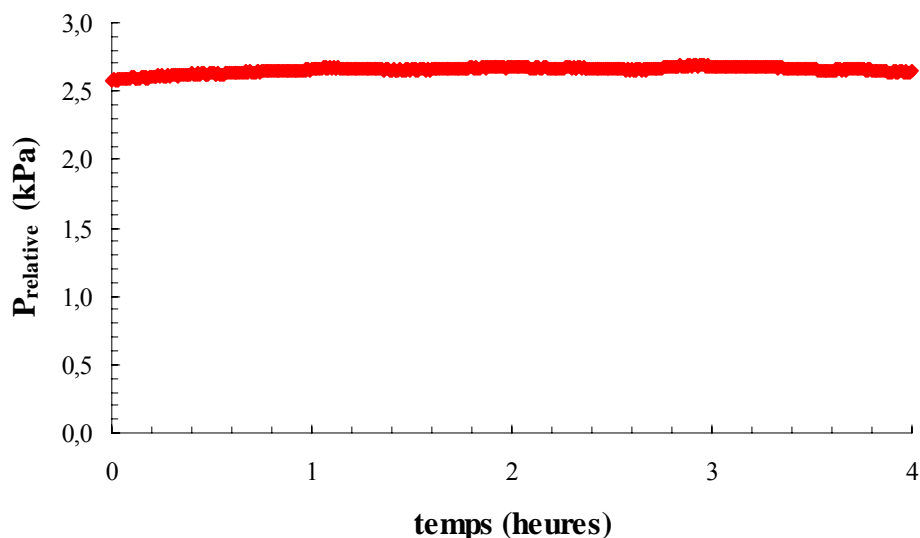


Figure 4.6. Essais de vérification des conditions d'étanchéité au gaz de la cellule de perméabilité : pression relative en fonction du temps.



**Figure 4.7.** Essai de vérification des conditions de isolation thermique de la cellule de perméabilité : température en fonction du temps.

Il fallait aussi vérifier la condition d'étanchéité de la partie inférieure de la cellule où se trouve le moule poreux. Pour cela, on a placé un échantillon de GCB hydraté au-dessus de ce moule surmonté d'une membrane étanche. On a ensuite envoyé du gaz azote à une certaine pression relative, et appliqué une contrainte de confinement correspondant à 20 kPa, dans le but de déformer l'ensemble GCB-membrane. On a enfin suivi l'évolution de la pression au cours du temps dans une ambiance à température contrôlée (22°C). La partie supérieure (couche de sable) au-dessus de l'ensemble GCB-membrane était toujours à la pression atmosphérique et on a vérifié que, sous déformation, la configuration était capable de maintenir l'étanchéité au niveau du contact du GCB avec les parois de la cellule. On a également vérifié que sous les conditions de l'essai décrites auparavant, la partie inférieure de la cellule a été capable de maintenir la pression constante pendant les 4 heures d'essai (Fig. 4.8).



**Figure 4.8.** Essai de vérification des conditions d'étanchéité et d'isolation thermique de la cellule de perméabilité inférieure : pression relative en fonction du temps.

Après avoir vérifié la condition d'étanchéité de la cellule, il était nécessaire d'imposer une déformation à l'échantillon de GCB correspondant à un tassement différentiel de déchets. La déformée est présentée sur la Figure 4.9 et elle a été obtenue avec l'aide du logiciel ROBOT qui permet le calcul de la déformée d'un matériau de forme circulaire appuyé sur son contour. On a pris en compte la rigidité des composants de la barrière (dans le cas du GCB, les composants bentonite et géotextile) et on a considéré une distortion maximale (rapport tassement/dimension radiale) correspondant à 15% imposée au centre. Ce qui a donné une déformation radiale correspondant à 1,3%.

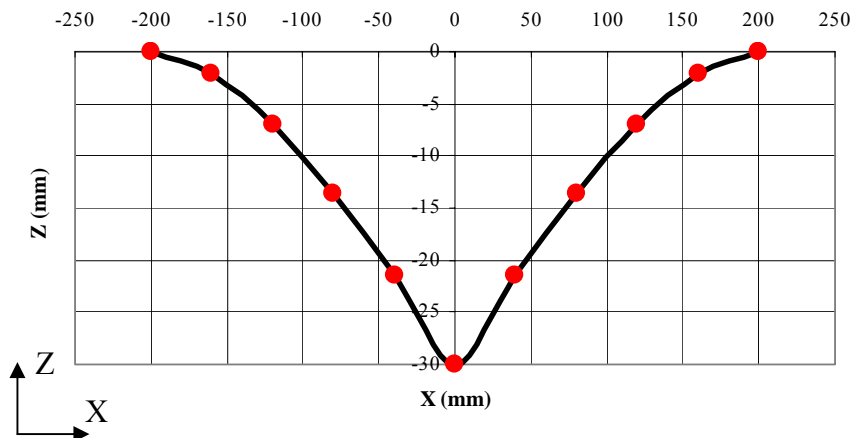


Figure 4.9. Déformée reproduite sur la surface du moule poreux (sans échelle).

Des essais destructifs ont été réalisés sur des échantillons de GCB hydratés et sous des conditions similaires à celles des vrais essais. Une contrainte de confinement (20 kPa) a été appliquée au-dessus du GCB tandis que une suction (avec une pompe à vide) a été appliquée au-dessous de l'échantillon (dans les vides de la pierre poreuse) dans le but d'obtenir un bon contact entre GCB et surface du moule sur toute la surface du moule. Cette combinaison a été la plus efficace pour imposer la bonne déformation au GCB.

Pour vérifier si toute la surface du GCB touchait la surface du moule, une pâte blanche a été disposée sur le géotextile inférieur du GCB. Comme tout le système était lié au panneau de contrôle, il était possible de suivre le changement de volume d'eau dû à l'imposition de la déformation. À partir du moment où il n'y avait plus de variation de volume, on supposait que l'échantillon avait complètement touché le moule, c'est-à-dire, que la déformation maximale était atteinte. La suction était ensuite enlevée et on a constaté (en regardant le panneau) qu'il n'y avait pas de changement de volume du système quand la pression dans la chambre amont (vides du moule) était à la pression atmosphérique. On a donc conclu que, après l'imposition de la déformation, la contrainte de confinement était capable de maintenir le contact du GCB avec la surface du moule. Avec le démontage de l'essai, on a pu confirmer, par observation des marques blanches provenant du GCB sur la surface supérieure du moule, que toute la surface du GCB touchait bien la surface du moule, c'est-à-dire, que la déformation de l'échantillon de GCB correspondait à la déformée de la Figure 4.9. La Figure 4.10 présente quelques détails de l'aspect de la surface du GCB après l'imposition de la déformation.

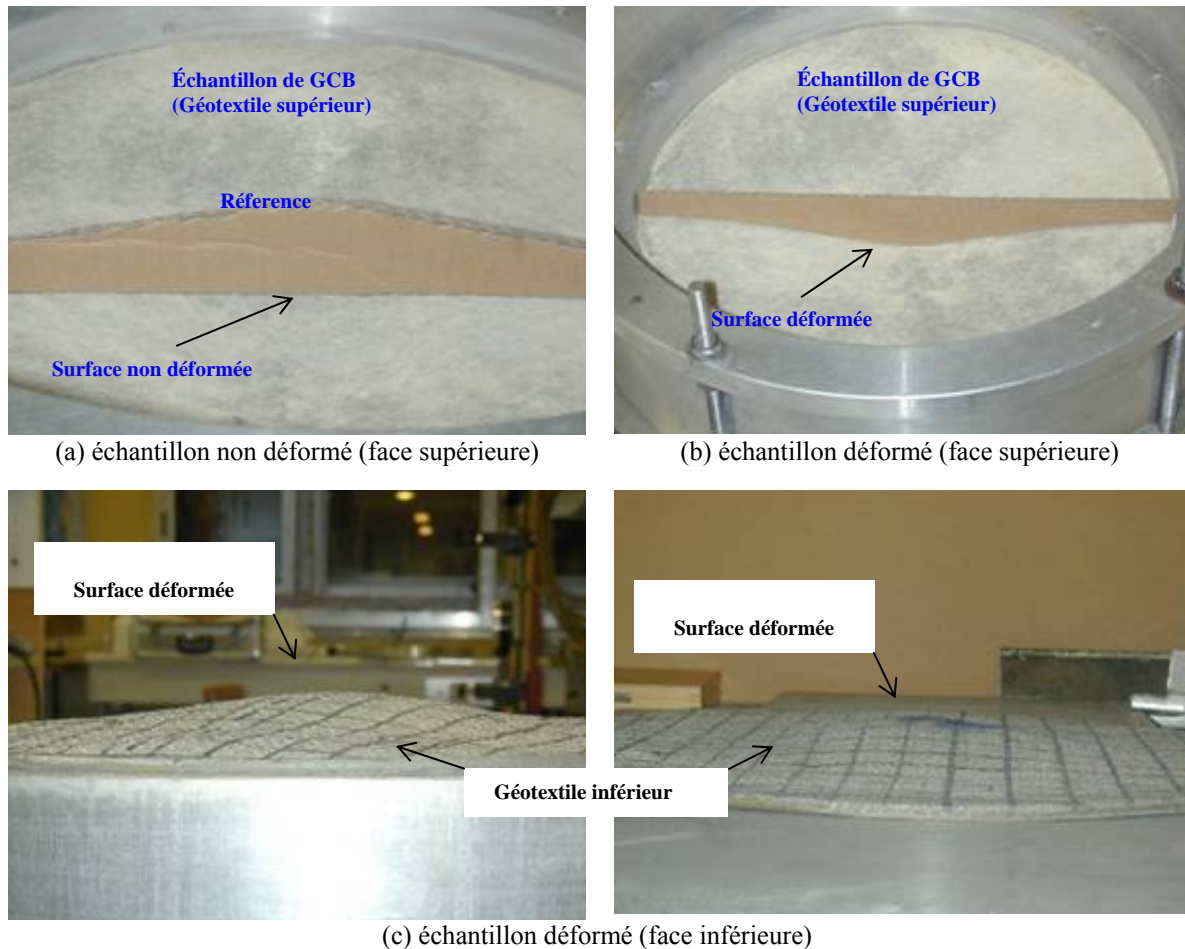


Figure 4.10. Détails de l'aspect de la surface du GCB après l'imposition de la déformation.

#### 4.5 Préparation des échantillons

Pour les essais de perméabilité au gaz, on a utilisé le GCB Bentofix (Naue) dont la masse surfacique est  $5,7 \text{ kg/m}^2$ , composé de bentonite sodique naturelle et dont les géotextiles supérieur et inférieur correspondent aux géotextiles respectivement non-tissé et tissé liés par des fibres d'aiguilletage.

On a établi une méthodologie de préparation des échantillons de GCB qui consiste à les couper aux dimensions  $55 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$  et à réaliser leur hydratation par immersion dans des bacs remplis d'eau (Fig. 4.11). Pour chaque condition d'hydratation (teneur en eau) désirée, on a établi différents temps d'immersion pour chaque échantillon de GCB.





(a) coupe de l'échantillon de GCB



(b) bac rempli d'eau



(c) immersion de l'échantillon dans le bac  
(5 cm d'eau).



(d) mise en place des poids métalliques

**Figure 4.11. Méthodologie de préparation des échantillons de GCB destinés aux essais de perméabilité.**

Après l'hydratation, les échantillons étaient mis dans des sacs plastiques fermés avec du scotch, pour éviter des pertes de teneur en eau vers l'ambiance. Au bout de 15 jours, après homogénéisation de la teneur en eau dans la bentonite, l'échantillon de GCB était prêt à être essayé.

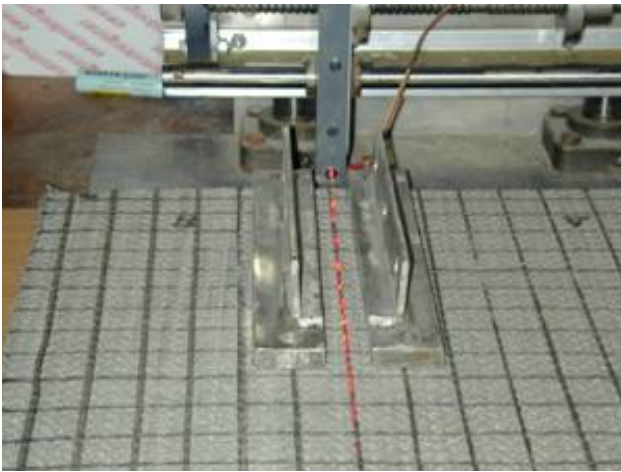
Comme on a vu auparavant au paragraphe 4.2, l'épaisseur de l'échantillon est un paramètre important pour la détermination précise de la perméabilité aux gaz du GCB. Donc, pour obtenir une détermination précise de ce paramètre alors que l'épaisseur d'un échantillon n'est jamais parfaitement constante, on a employé l'équipement de la Figure 4.12a qui permet l'émission d'un faisceau laser sur la surface de l'échantillon (Fig. 4.12c). Pour obtenir la plus grande quantité possible de données d'épaisseur concernant l'échantillon, on a défini un maillage (Fig. 4.12c), en divisant l'échantillon selon quatre secteurs et pour chaque ligne dans chaque secteur on a déterminé une épaisseur, ce qui correspond à un total de 64 mesures d'épaisseur pour chaque échantillon. Pour cette détermination, on utilisait des échantillons carrés lesquels étaient ultérieurement coupés sous une forme circulaire (Fig. 4.12d) selon la dimension exigée dans l'essai (diamètre  $D=40$  cm).



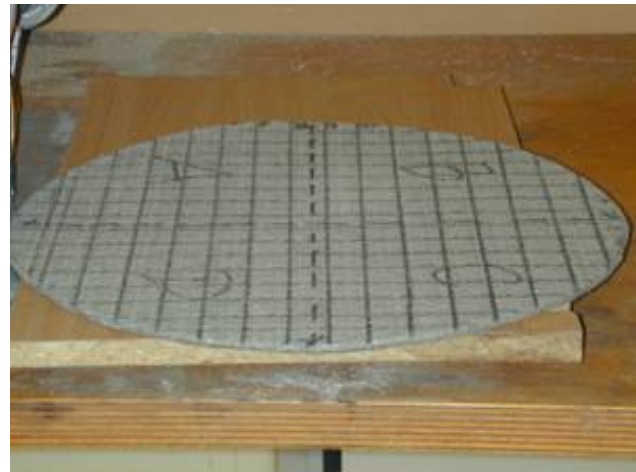
(a) mesure d'épaisseur par laser



(b) paquimètre digital



(c) faisceau lumineux sur la surface de l'échantillon



(d) échantillon coupé selon les dimensions de l'essai

**Figure 4.12. Procédure de détermination de l'épaisseur.**

Pendant la procédure de coupe des échantillons hydratés selon les dimensions de l'essai, on a profité des restes de GCB coupés pour faire la détermination de la teneur en eau du composant bentonite.

#### 4.6 Procédure d'essai: résumé

Le montage de l'essai obéit à la séquence ci-dessous :

- i. Mise en place de la cellule intermédiaire sur la cellule inférieure;
- ii. Mise en place de l'échantillon non déformé de GCB à l'intérieur de la cellule et au-dessus de la pierre poreuse;
- iii. Mise en place de la bentonite pour garantir l'étanchéité latérale au contact GCB-parois;
- iv. Mise en place de la cellule supérieure ;
- v. Mise en place de la couche de sable sur l'échantillon de GCB ;

- vi. Mise en place de la membrane d'étanchéité;
- vii. Mise en place du couvercle;
- viii. Remplissage du réservoir d'eau lié au système de confinement;
- ix. Déformation du GCB par l'application de la contrainte de confinement (20 kPa) au-dessus de l'échantillon et d'une suction au-dessous de l'échantillon jusqu'à stabilisation du volume d'eau sur le panneau de contrôle ;
- x. Enlèvement de la suction : vides du moule poreux à la pression atmosphérique ;
- xi. Liaison de la bouteille de gaz à la connexion d'entrée du gaz dans la cellule inférieure ;
- xii. Isolation thermique de la cellule d'essai par l'enceinte de polystyrene extrudé ;
- xiii. Application de la pression de gaz jusqu'à une valeur spécifique et début de l'essai avec le suivi de la chute de pression de gaz au fur et à mesure qu'il traverse l'échantillon de GCB vers l'atmosphère par la connexion de sortie.

Il faut préciser qu'après l'imposition de la pression du gaz dans la chambre amont, la liaison avec la bouteille de gaz est coupée par la fermeture d'une vanne de contrôle. La couche de sable se trouve toujours en liaison avec l'atmosphère. Le système d'acquisition des données est mis en action dès l'imposition de la pression du gaz et il est donc possible de suivre en continu les valeurs sur un écran d'ordinateur. L'enregistrement des données nécessaires au calcul de la perméabilité (pression du gaz, température et temps) commence après la fermeture de la vanne de contrôle.

On doit considérer la pression absolue du gaz pendant l'essai, donc :

$$P_{abs} = P_{rel} + P_{atm} \quad (4.20)$$

où  $P_{abs}$ : pression absolue du gaz;  $P_{rel}$ : pression relative du gaz;  $P_{atm}$ : pression atmosphérique dans le laboratoire. Pour cette recherche, on a appliqué des pressions relatives de 2,5 à 3,6 kPa.

La température, elle aussi, doit être absolue:

$$T_{abs}(K) = T(^{\circ}C) + 273,15 \quad (4.21)$$

où  $T_{abs}(K)$ : température absolue en Kelvin;  $T(^{\circ}C)$ : température en Celsius;

Dans cette recherche, on a utilisé du gaz azote ( $N_2$ ) ( $\mu=1,77 \times 10^{-5}$  Pa.s,  $\rho=1,15$  kg/m<sup>3</sup> à  $T=20^{\circ}C$ ), parce qu'il s'agit d'un gaz relativement inerte et qui présente une très faible diffusion dans l'eau. La condition de référence des essais correspond à  $T(K)= 293,45$  K ( $20,3^{\circ}C$ ) et  $P_{abs}= 102,5$  kPa ( $P_{rel}=3$  kPa;  $P_{atm}=99,5$  kPa). En cas des changements de pression atmosphérique et de température dans la salle d'essai, on effectuait des corrections de pression relative en considérant la loi des gaz parfaits :



$$\frac{P_{ref}}{T_{ref}} = \frac{P_{essai}}{T_{essai}} \quad (4.22)$$

où  $P_{ref}=102,5$  kPa ;  $T_{ref}=293,45$  K ;  $T_{essai}$  : température au début d'essai ;  $P_{essai}$  : pression absolue au début d'essai.

Le volume des vides du moule poreux (V) et l'aire surfacique déformée du GCB (A) au travers duquel existe le flux du gaz ont été mesurés et correspondent respectivement à  $V=3430$  cm<sup>3</sup> et  $A=1134$  cm<sup>2</sup>. Ces paramètres sont utilisés pour obtenir la perméabilité au gaz des échantillons de GCB (voir équation 4.16) sous des conditions variables de teneur en eau. Pour chaque échantillon, l'essai a été répété 8 fois.

#### 4.7 Résultats

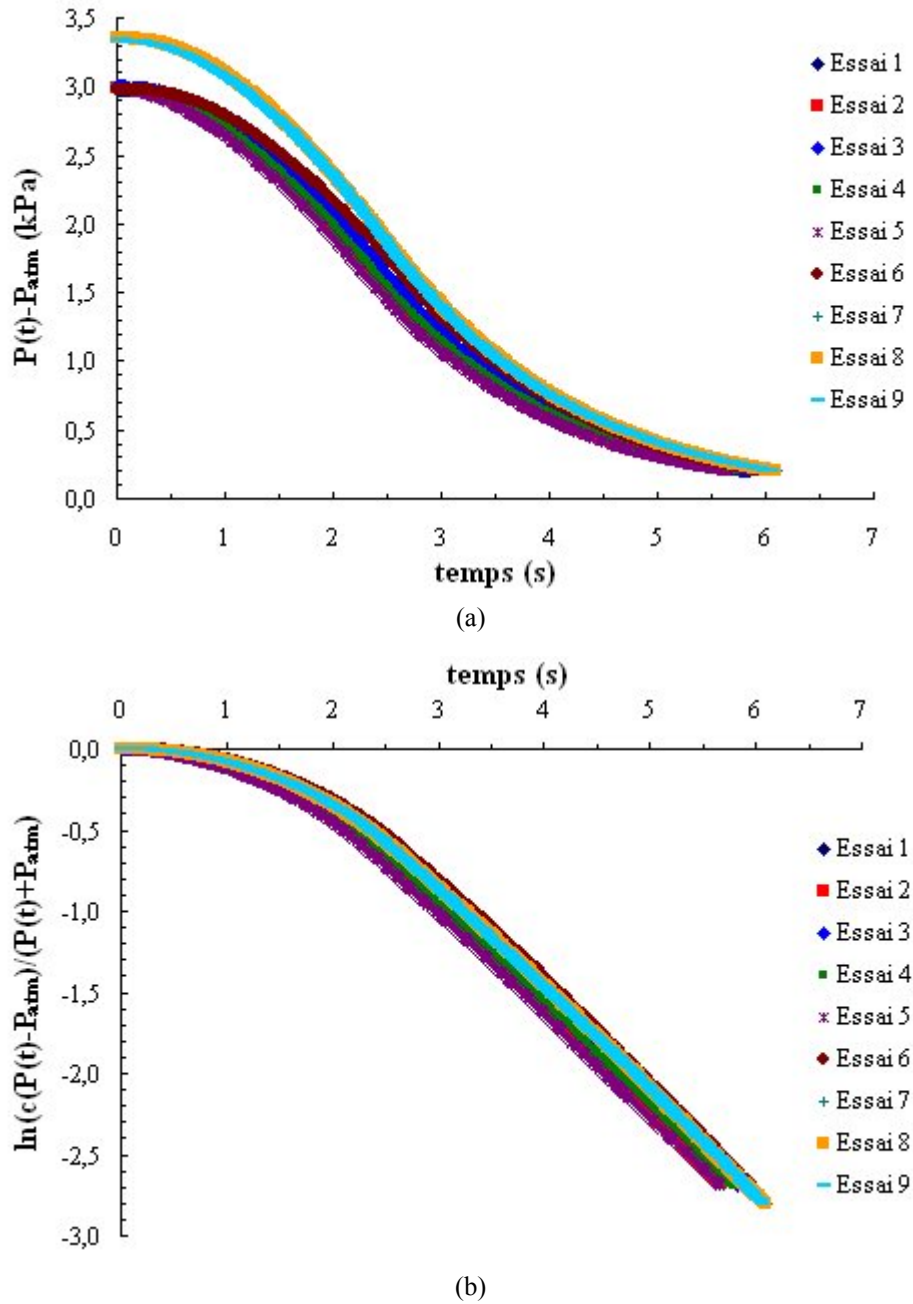
La Figure 4.13a présente la courbe de chute de pression du gaz pendant le temps d'essai [ (P(t)-P<sub>atm</sub>) versus t] pour l'échantillon avec une teneur en eau w=68%. À partir de la pression relative imposée au début (3 kPa pour les sept premiers essais), on vérifie une convergence de la pression du gaz vers la pression atmosphérique, c'est-à-dire, (P(t)-P<sub>atm</sub>)→0.

Dans le but d'évaluer la possible influence de la valeur de pression relative initiale imposée sur la cinétique de chute de pression du gaz pendant l'essai, les deux derniers essais (Essais 8 et 9) ont été réalisés avec une pression relative plus grande (3,4 kPa) par rapport les 7 premiers essais. La Figure 4.13b montre le comportement  $\ln[c(P(t)-P_{atm})/(P(t)+P_{atm})]$  versus temps pour tous les essais et on vérifie une très bonne reproductibilité des courbes et un comportement qui ne dépend absolument pas de la pression relative initiale.

Quand la pression P(t) dans la chambre amont s'approche de la pression atmosphérique (P<sub>atm</sub>), des petites erreurs sur P(t) peuvent entraîner des erreurs significatives sur la fonction  $\ln[c(P(t)-P_{atm})/(P(t)+P_{atm})]$  car :

$$\lim_{P \rightarrow P_{atm}} \ln[c(P(t) - P_{atm}) / (P(t) + P_{atm})] = \infty \quad (4.23)$$

Donc, Li et al. (2004) suggèrent que les données enregistrées correspondant aux valeurs (P(t)-P<sub>atm</sub>) ≤ 0,2 kPa ne soient pas utilisées dans l'analyse des données.



**Figure 4.13.** Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps: échantillon de GCB avec  $w=68\%$ .

Selon le modèle mathématique,  $s$  est la pente de la droite  $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$  versus  $t$ . Pour

les courbes présentées sur la Figure 4.13b, après une phase initiale d'ajustement, on obtient bien une droite après 2,5 secondes d'essai. Pour obtenir le paramètre  $s$ , on a donc considéré exclusivement la partie linéaire de la courbe.

La Figure 4.14 présente l'ensemble des droites  $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$  versus  $t$  dans cette phase

linéaire. Le Tableau 4.1 présente le résumé des paramètres nécessaires à la mesure du coefficient de perméabilité au gaz azote au moyen de l'équation 4.16 [coefficient  $s$ ,

pression atmosphérique ( $P_{atm}$ ), épaisseur du GCB ( $Z$ ), ainsi que les valeurs respectives de perméabilité à l'azote obtenues.

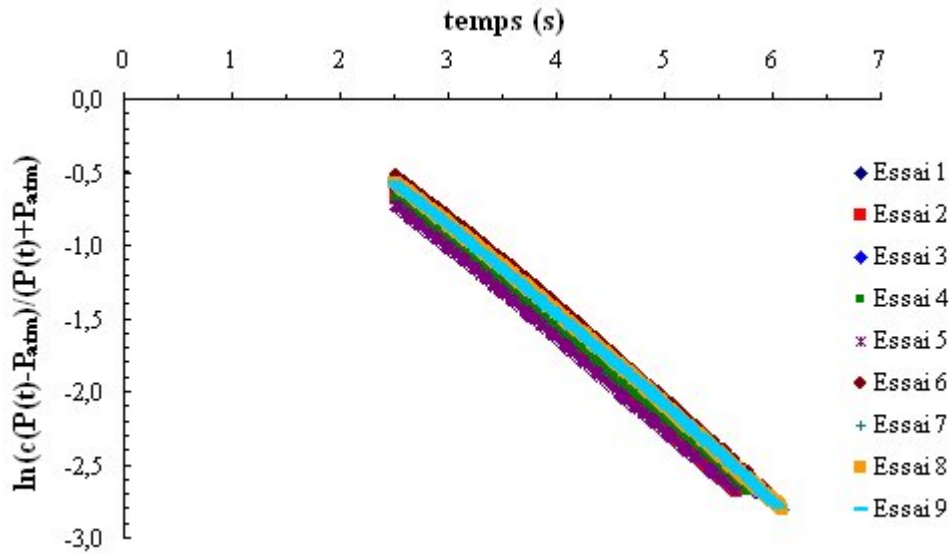


Figure 4.14. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec  $w=68\%$  : partie linéaire.

Tableau 4.1. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec  $w=68\%$ ).

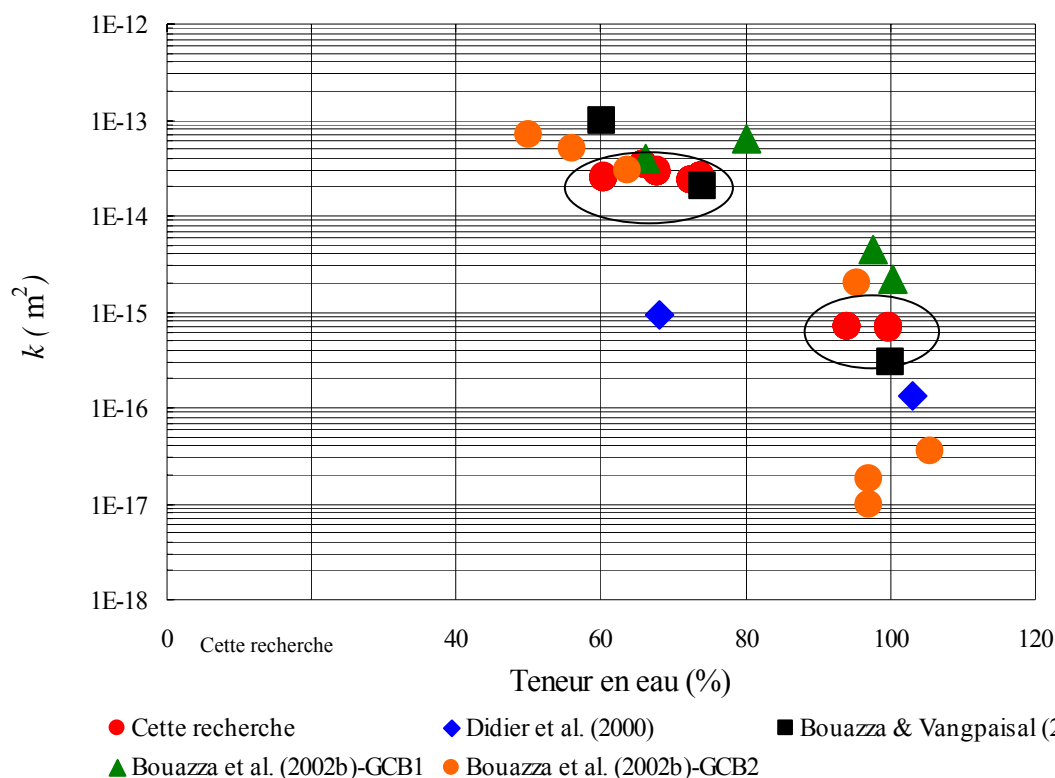
N° Essai	$P_{atm}$ (kPa)	$Z$ (mm)	$s$ ( $s^{-1}$ )	$k$ ( $m^2$ )
1	99,5	85,9	-0,63	2,90E-14
2	99,5		-0,64	2,96E-14
3	99,5		-0,63	2,91E-14
4	99,5		-0,62	2,87E-14
5	99,5		-0,63	2,90E-14
6	99,5		-0,63	2,91E-14
7	99,5		-0,63	2,91E-14
8	99,5		-0,63	2,90E-14
9	99,5		-0,62	2,88E-14

Une procédure similaire a été adoptée pour les autres échantillons à différentes teneurs en eau et les résultats correspondants sont présentés sur les Figures 4.15, 4.16, 4.17, 4.18, 4.19 et 4.20 en annexe (où seule la partie linéaire de la fonction

$\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$  versus  $t$  est présentée). Le résumé des paramètres nécessaires à la

mesure de la perméabilité à l'azote est présenté sur les Tableaux 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 et 4.7 aussi en annexe.

L'ensemble des valeurs de perméabilité obtenues pour les différentes teneurs en eau considérées est présenté sur la Figure 4.21. Cette figure présente également les résultats de perméabilité à l'azote ( $N_2$ ) obtenus par d'autres chercheurs sur des échantillons de GCB aiguillétés, hydratés sans contrainte de confinement (hydratation libre), avec des teneurs en eau similaires et testés sous contrainte de confinement de 20 kPa.



**Figure 4.21. Perméabilité intrinsèque ( $k$ ) à l'azote versus teneur en eau de GCBs hydratés sans confinement (hydratation libre) et testés sous contrainte d'essai de 20 kPa.**

Le Tableau 4.8 présente les principales informations liées aux caractéristiques des GCBs testés dans les recherches considérées ci-dessus ainsi que les surfaces respectives où a lieu le flux gazeux.

**Tableau 4.8. Caractéristiques des GCBs employés dans les recherches de perméabilité à l'azote ( $\text{N}_2$ ) identifiées sur la Figure 4.21.**

Recherche	Identification du GCB	Masse surfacique ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )	Type de bentonite	Géotextile supérieur	Géotextile inférieur	Surface au flux ( $\text{cm}^2$ )
Didier et al. (2000)	Bentofix	4,295	Sodique (poudre)	NT	NT+ T**	491
Bouazza et al. (2002b)-GCB1	Bentofix	4,500	Sodique (poudre)	NT	NT+ T**	79
Bouazza et al. (2002b)-GCB2	Bentofix	5,400	Sodique (poudre)	NT*	T*	79
Bouazza & Vangpaisal (2003)	Bentofix	4,500	Sodique (poudre)	NT	NT+ T**	79
Cette recherche	Bentofix	5,700	Sodique (poudre)	NT	T	1134

NT: Non Tissé; T: Tissé; NT+T\*\*: Non Tissé plus film Tissé de renforcement; NT\*: Non Tissé imprégné par bentonite ; T\* : film tissé composite.

La comparaison des résultats obtenus au cours du présent travail par rapport à ceux trouvés dans la littérature obtenus sous des conditions similaires, montrent que les valeurs et la tendance de la variation de la perméabilité avec la teneur en eau sont compatibles: les résultats obtenus sous des conditions de flux en régime transitoire sont donc similaires à ceux obtenus en régime permanent.

Excepté le résultat de Didier et al (2000), les valeurs correspondant à de faibles teneurs en eau (60 à 75%) sont assez proches les unes des autres. Pour des teneurs en eau plus élevées (94 à 100%), les écarts entre auteurs sont plus grands, notamment les résultats obtenus par Bouazza et al. (2002b) pour les échantillons de GCB aiguillonnés (GCB2). Ces écarts plus grands s'expliquent facilement : à forte teneur en eau, la perméabilité est plus faible et les flux de gaz mesurés en régime stationnaire sont beaucoup plus faibles, donc plus difficiles à mesurer, conduisant à des incertitudes plus grandes. Le flux peut être augmenté par un accroissement du différentiel de pression mais dans ce cas, on risque de modifier la répartition de l'eau dans les pores et d'obtenir encore des problèmes de répétabilité. Cette remarque montre l'intérêt de la méthode de la « chute de pression » où l'on travaille avec de très faibles écarts de pression et où on a observé une excellente répétabilité des résultats pour chaque échantillon testé.

Il est intéressant de noter que nos essais ont été réalisés avec un échantillon déformé, ce qui n'était pas le cas des autres essais de la Fig. 4.21, ce qui montre que la déformée imposée (1,3% ici) n'a pas eu d'effet amplificateur de la perméabilité à l'azote du GCB. Ce résultat est confirmé par des chercheurs (LaGatta et al., 1997) montrant que le GCB est capable de supporter de grands niveaux de déformation en traction sans que sa perméabilité hydraulique soit endommagée. D'autres essais seront à mener avec une déformée plus importante pour déterminer la déformée à partir de laquelle les premières fissures apparaissent, conduisant à un accroissement de la perméabilité.

Les résultats expérimentaux obtenus valident également l'utilisation de la méthode de la « chute de pression » pour la mesure de la perméabilité aux gaz des GCBs sous différentes teneurs en eau. Si l'on compare à la méthode conventionnelle en régime de flux permanent, la méthode de la « chute de pression » donne des résultats similaires, mais d'une manière plus rapide et plus simple en ce qui concerne l'appareillage employée. En effet elle n'exige pas la mesure du flux qui traverse l'échantillon de GCB difficile à faire surtout pour des produits à forte teneur en eau où les flux sont très faibles. Elle n'impose pas non plus d'attendre le régime stationnaire (parfois long et source d'erreurs). La répétabilité des courbes de chute de pression et des résultats obtenus pour le même échantillon d'essai renforcent la fiabilité de la méthode proposée.

En conséquence, il est suggéré que les recherches soient poursuivies en réduisant la répétition des essais sur chaque échantillon afin de réduire les pertes de teneur en eau dues au temps d'exposition au flux gazeux (de l'ordre de 5% au maximum au cours de nos essais).

#### **4.8 Résumé et conclusions**

Ce chapitre concerne la recherche expérimentale réalisée au laboratoire sur la mesure de la perméabilité au gaz de GCBs partiellement saturés, utilisant la méthode de flux transitoire ou méthode de « chute de pression ». Le principe général de cette méthode est tout d'abord présenté. Sont ensuite décrits l'équipement propre à l'essai,

l'appareillage auxiliaire, les procédures d'étalonnage, la technique de préparation des échantillons, la mesure des paramètres d'essai, la procédure d'assemblage de l'essai et la procédure de réalisation de l'essai.

Les courbes de chute de pression d'azote pendant le temps de l'essai ont montré une très bonne répétabilité pour chaque échantillon testé, ainsi que pour les paramètres de l'essai. Les résultats obtenus ont été comparés à ceux disponibles dans la littérature sous des conditions identiques d'hydratation, de teneur en eau et de confinement (20 kPa) des échantillons et on constate que l'ordre de grandeur des valeurs est tout à fait similaire. Les différences observées peuvent, à priori, être justifiées par les caractéristiques des GCBs testés et les incertitudes de mesure.

Il manque actuellement des essais avec l'effet combiné de la déformation en traction et de la teneur en eau sur la perméabilité au gaz des GCBs. Des déformations plus grandes que celle imposée ici (1,3%) doivent être considérées, ce qui est possible avec un socle poreux reproduisant une déformation plus grande. Étant donnée la similarité des valeurs trouvées par rapport aux valeurs obtenues pour des échantillons non déformés (trouvées dans la littérature), il est probable que la déformée imposée ici n'a pas engendré de fissuration qui affecte la perméabilité d'origine de l'échantillon.

Les résultats expérimentaux obtenus au cours de ce travail certifient l'intérêt et la validité de la méthode proposée. Si l'on compare à la méthode conventionnelle de mesure de la perméabilité au gaz de GCBs en régime de flux permanent, la méthode de « chute de pression » donne des résultats similaires, mais d'une manière plus rapide et plus simple. De plus la répétabilité des courbes de chute de pression et des résultats obtenus pour le même échantillon d'essai démontrent une meilleure fiabilité de la méthode proposée, notamment pour des échantillons fortement saturés.

Des recherches additionnelles doivent être menées pour étudier les principales variables de l'essai : contrainte de confinement, structure du GCB, hydratation sous confinement, déformation en traction, cycles séchage-humidification, contact avec une couche granulaire, présence de trous sur la composante geomembrane d'un système d'étanchéité composite du type Géomembrane-GCB.

# ANNEXE

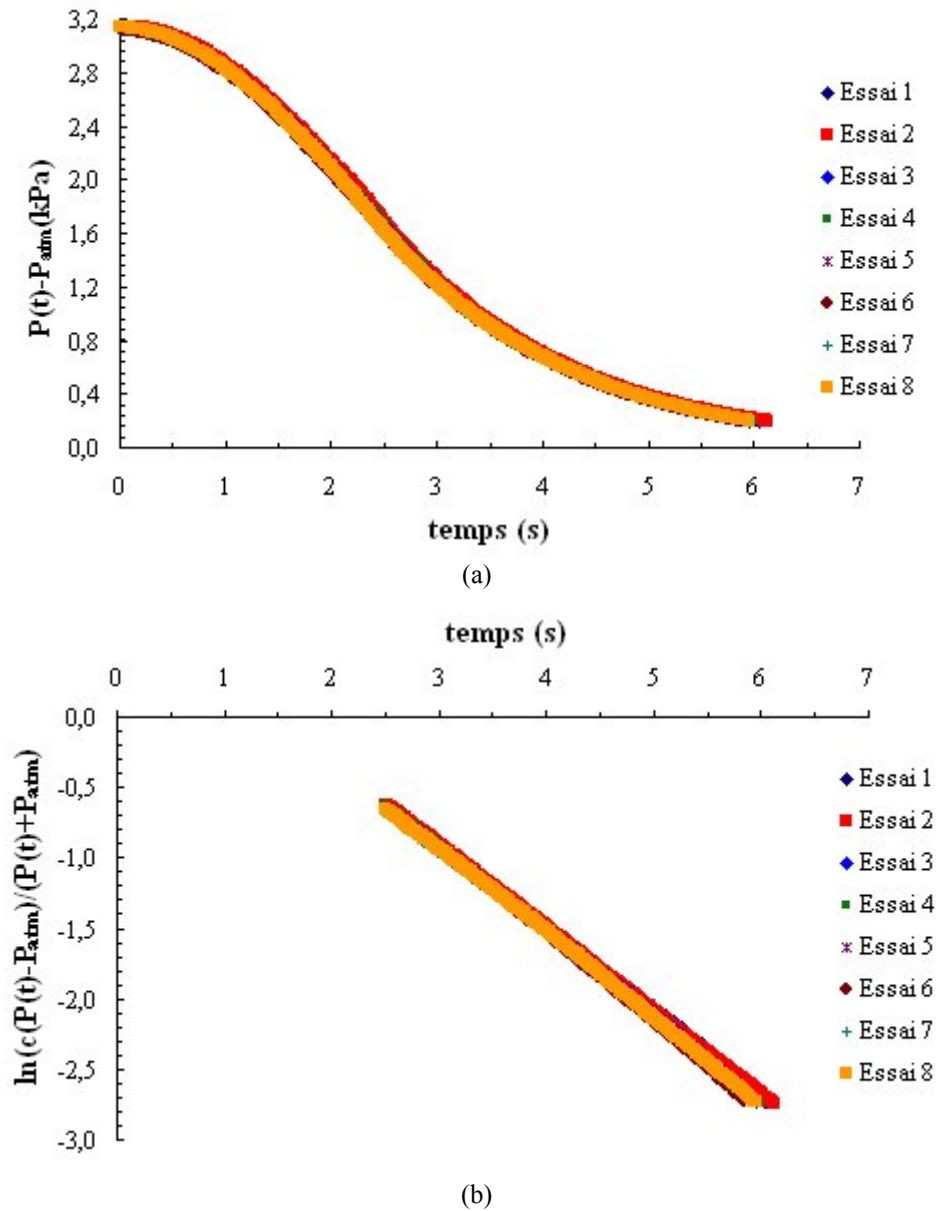


Figure 4.15. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec w=60,4%: (a)  $P(t) - P_{atm}$  versus t; (b)  $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$  versus t.

Tableau 4.2. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec w=60,4%).

N° Essai	$P_{atm}$ (kPa)	Z (mm)	$s$ ( $s^{-1}$ )	$k$ ( $m^2$ )
1	99,4	7,68	-0,58	2,42E-14
2	99,4		-0,59	2,44E-14
3	99,4		-0,60	2,50E-14
4	99,4		-0,61	2,52E-14
5	99,4		-0,60	2,49E-14
6	99,4		-0,62	2,55E-14
7	99,4		-0,60	2,49E-14
8	99,4		-0,60	2,50E-14

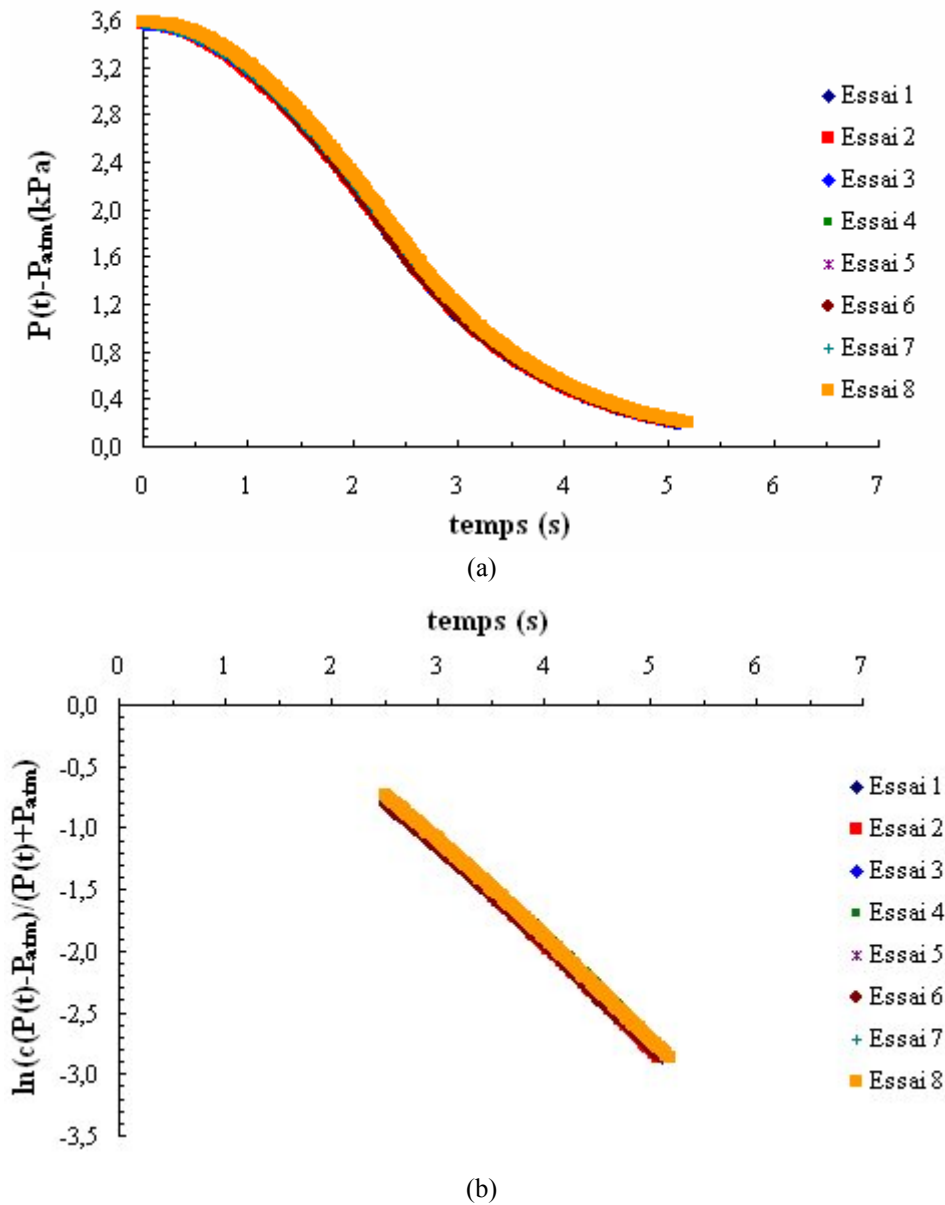


Figure 4.16. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec w=66%: (a)  $P(t) - P_{atm}$  versus t; (b)  $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$  versus t.

Tableau 4.3. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec w=66%).

N° Ensaio	$P_{atm}$ (kPa)	Z (mm)	s ( $s^{-1}$ )	k ( $m^2$ )
1	99,0	7,96	-0,80	3,42E-14
2	99,0		-0,81	3,49E-14
3	99,0		-0,79	3,42E-14
4	99,0		-0,79	3,41E-14
5	99,0		-0,81	3,46E-14
6	99,0		-0,80	3,46E-14
7	99,0		-0,80	3,46E-14
8	99,0		-0,80	3,45E-14



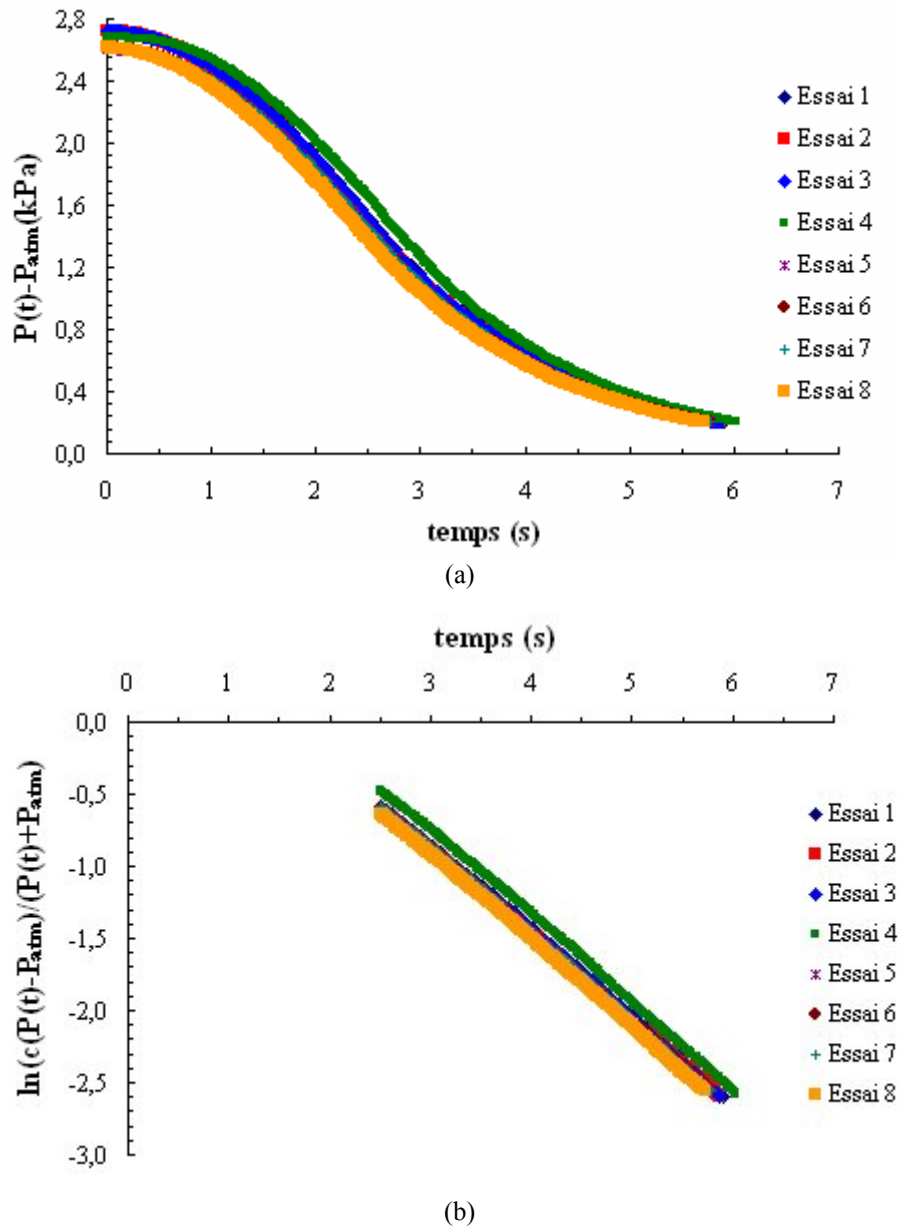


Figure 4.17. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB

avec  $w=72,4\%$ : (a)  $P(t) - P_{atm}$  versus  $t$ ; (b)  $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$  versus  $t$ .

Tableau 4.4. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec  $w=72,4\%$ ).

N° Essai	$P_{atm}$ (kPa)	$Z$ (mm)	$s$ ( $s^{-1}$ )	$k$ ( $m^2$ )
1	100,2	7,33	-0,60	2,33E-14
2	100,2		-0,59	2,31E-14
3	100,2		-0,59	2,33E-14
4	100,3		-0,60	2,35E-14
5	100,3		-0,60	2,36E-14
6	100,3		-0,60	2,35E-14
7	100,3		-0,60	2,36E-14
8	100,3		-0,60	2,35E-14

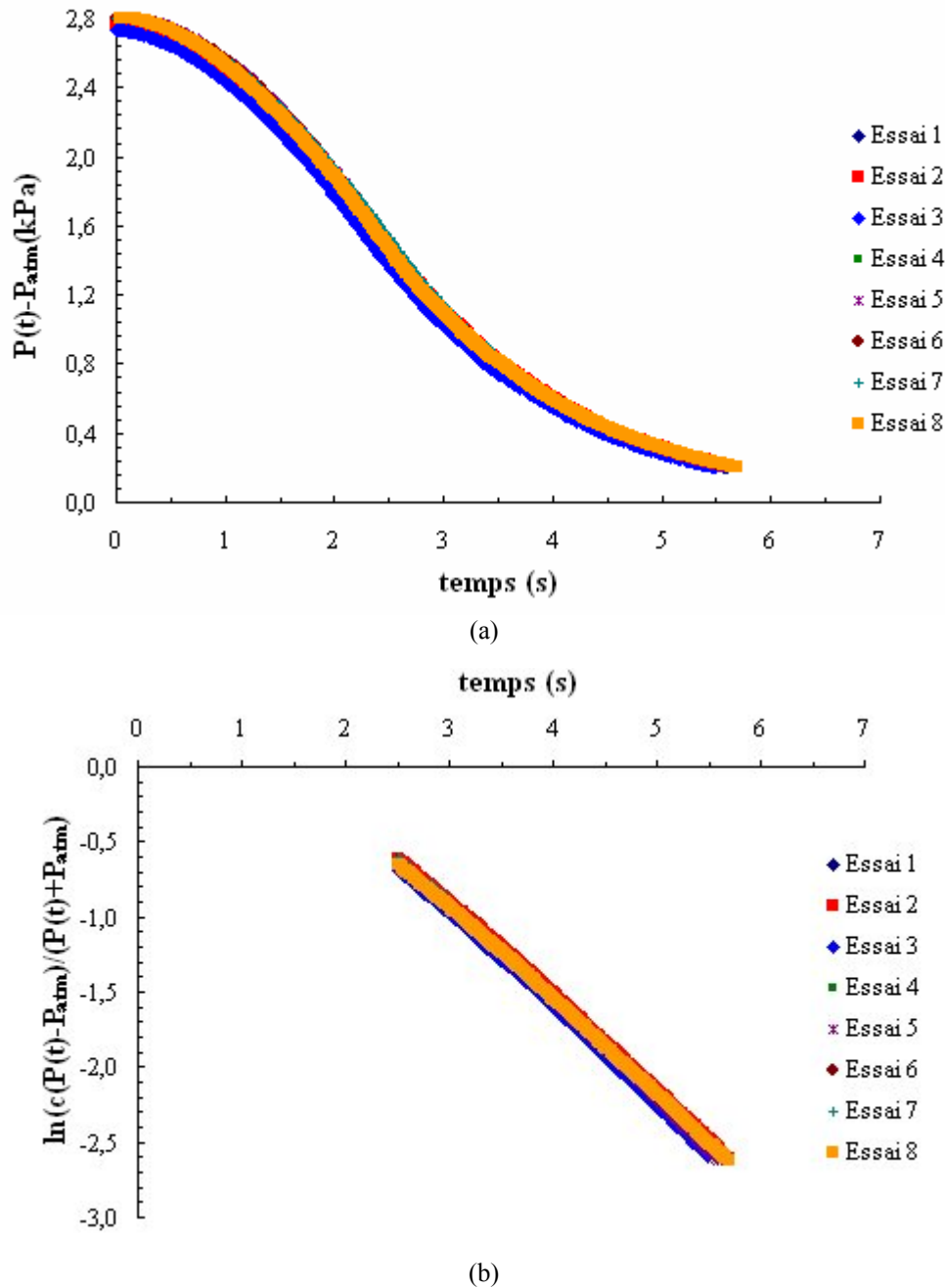


Figure 4.18. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec  $w=73,7\%$ : (a)  $P(t)-P_{atm}$  versus  $t$ ; (b)  $\ln\left(c \frac{P(t)-P_{atm}}{P(t)+P_{atm}}\right)$  versus  $t$ .

Tableau 4.5. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec  $w=73,7\%$ ).

N° Essai	$P_{atm}$ (kPa)	$Z$ (mm)	$s$ ( $s^{-1}$ )	$k$ ( $m^2$ )
1	100,0	7,63	-0,64	2,62E-14
2	100,0		-0,63	2,57E-14
3	100,0		-0,64	2,61E-14
4	100,0		-0,63	2,57E-14
5	100,0		-0,64	2,63E-14
6	100,0		-0,64	2,61E-14
7	100,0		-0,64	2,62E-14
8	100,0		-0,62	2,55E-14

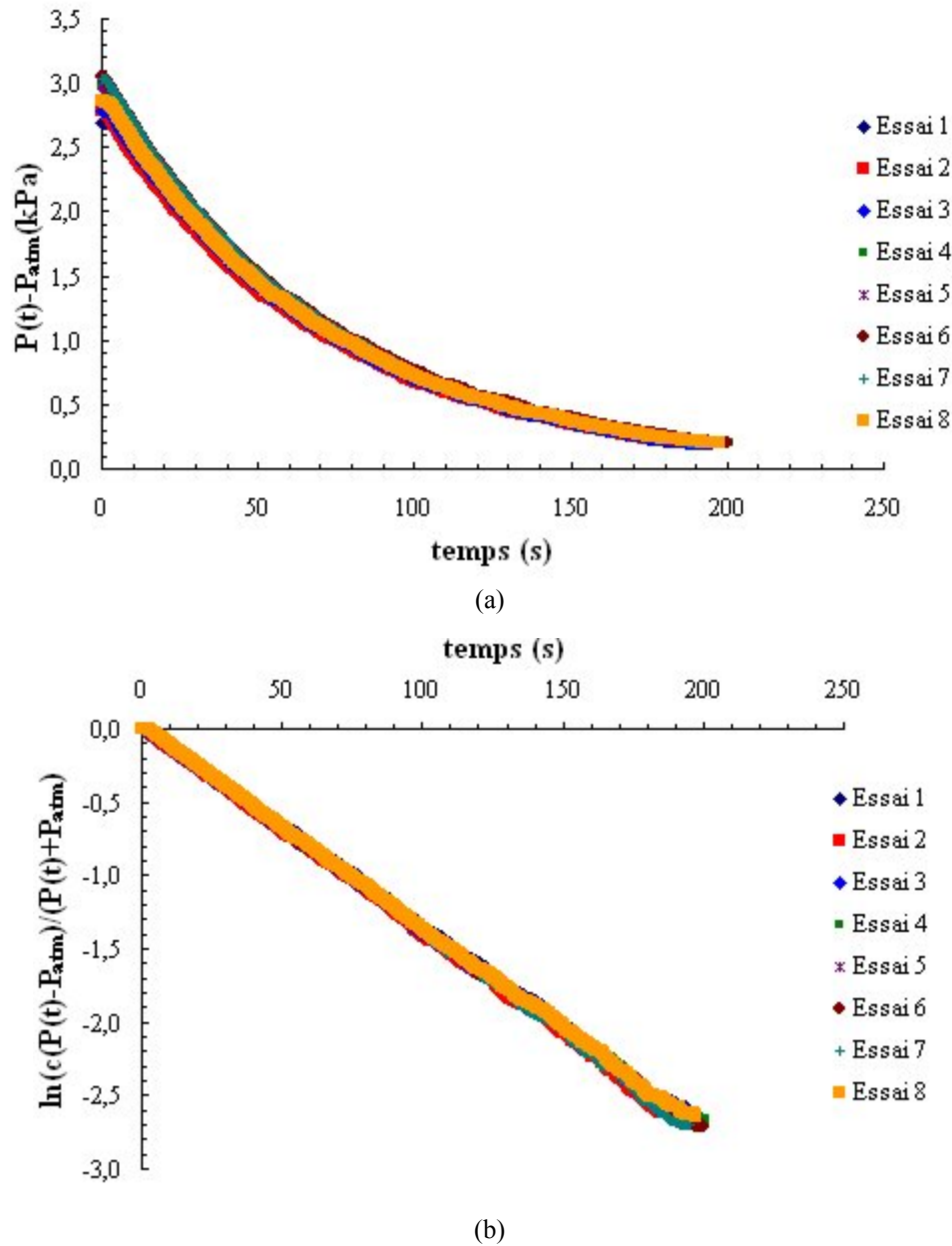


Figure 4.19. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec  $w=94,1\%$ : (a)  $P(t) - P_{atm}$  versus  $t$ ; (b)  $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$  versus  $t$ .

Tableau 4.6. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec  $w=94,1\%$ ).

N° Essai	$P_{atm}$ (kPa)	$Z$ (mm)	$s$ ( $s^{-1}$ )	$k$ ( $m^2$ )
1	99,6	9,37	-0,0138	6,95E-16
2	99,7		-0,0140	7,04E-16
3	99,7		-0,0138	6,94E-16
4	99,5		-0,0136	6,85E-16
5	99,5		-0,0139	7,00E-16
6	99,5		-0,0137	6,90E-16
7	99,5		-0,0141	7,10E-16
8	99,6		-0,0137	6,90E-16

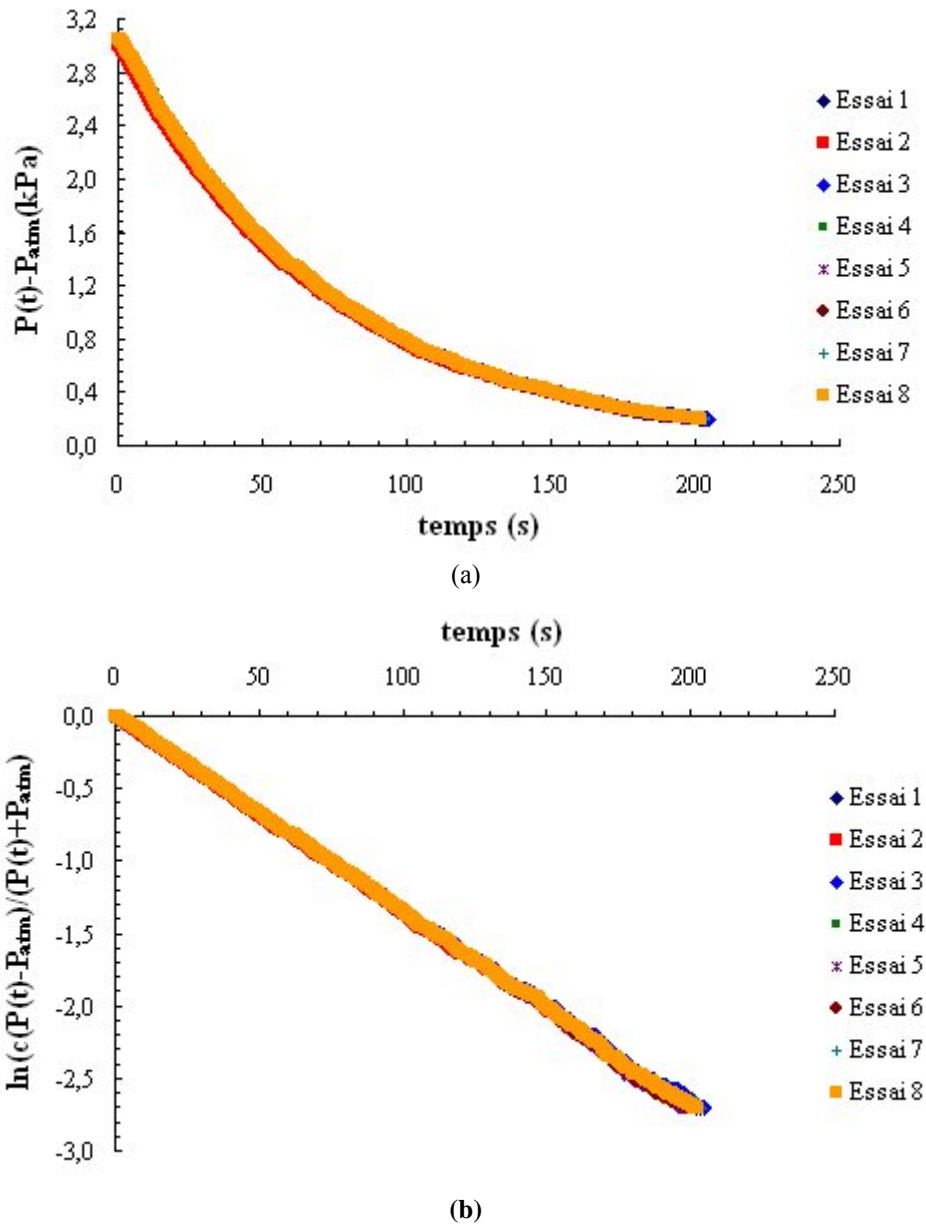


Figure 4.20. Variation de la chute de pression d'azote au cours du temps pour l'échantillon de GCB avec  $w=99,7\%$ : (a)  $P(t) - P_{atm}$  versus  $t$ ; (b)  $\ln\left(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}}\right)$  versus  $t$ .

Tableau 4.7. Résumé des paramètres nécessaires à la mesure de la perméabilité à l'azote en régime transitoire de flux et perméabilités correspondantes (échantillon avec  $w=99,7\%$ ).

N° Essai	$P_{atm}$ (kPa)	$Z$ (mm)	$s$ ( $s^{-1}$ )	$k$ ( $m^2$ )
1	99,6	9,37	-0,0135	6,80E-16
2	99,6		-0,0136	6,85E-16
3	99,6		-0,0134	6,75E-16
4	99,6		-0,0136	6,85E-16
5	99,6		-0,0138	6,95E-16
6	99,6		-0,0138	6,95E-16
7	99,6		-0,0136	6,85E-16
8	99,6		-0,0136	6,85E-16



## 4 TRABALHO EXPERIMENTAL SOBRE A PERMEABILIDADE A GÁS DE GEOCOMPOSTOS BENTONÍTICOS

### 4.1 Introdução

Este capítulo apresenta o método experimental de queda de pressão utilizado para a medida da permeabilidade de concretos, asfaltos, rochas e solos, o qual será utilizado para medir a permeabilidade a gás de geocompostos bentoníticos (GCLs) parcialmente saturados submetidos ao regime de fluxo transitório. O trabalho experimental será apresentado, destacando-se o equipamento de ensaio concebido e posto em funcionamento, o procedimento de calibração do conjunto, o procedimento de preparação das amostras de GCL e de medida dos parâmetros característicos do ensaio, o procedimento de montagem do ensaio, a realização do ensaio, os resultados obtidos e a repetibilidade destes. Por fim, os resultados obtidos serão comparados com aqueles disponíveis na literatura e discutidos.

### 4.2 Princípio geral e modelo matemático

O princípio do método adotado é descrito por Li et al. (2004) que pesquisaram sobre a permeabilidade ao ar de amostras de asfalto. A Figura 4.1 apresenta uma representação esquemática simples de uma configuração experimental associada à aplicação do método de queda de pressão, a qual servirá de base à dedução da formulação matemática na qual irá se fundamentar a medida da permeabilidade a gás de GCLs sob regime de fluxo transiente apresentada nesse trabalho de tese.

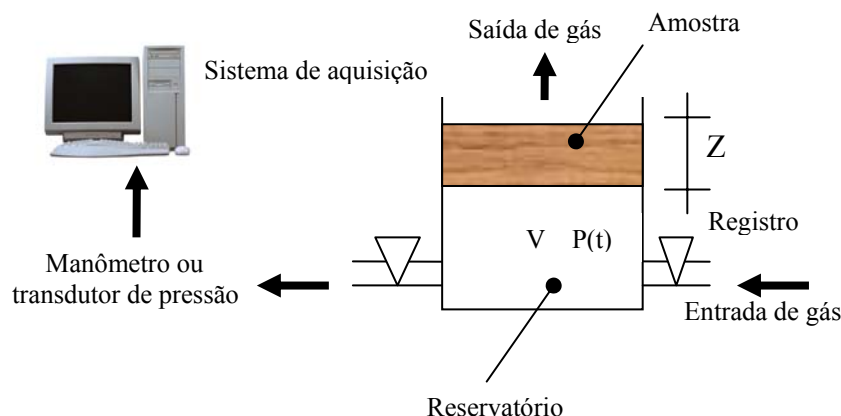


Figura 4.1. Representação esquemática de uma configuração experimental do ensaio de queda de pressão.

Conforme descrito anteriormente (Capítulo 3), o princípio geral do ensaio consiste na aplicação de uma pressão de gás no interior de um reservatório de volume conhecido (V). Esse reservatório acomoda uma amostra de material poroso de espessura Z, de modo que sua face inferior fica em contato com o gás do reservatório e sua face superior fica em contato com a atmosfera. À medida que o gás contido no reservatório tende a atravessar a amostra, a pressão do gás diminui até que o equilíbrio com a pressão atmosférica seja atingido. A variação da pressão do gás no interior do reservatório ao longo do tempo (P(t)) pode ser medida e devidamente arquivada por instrumentação apropriada.

Se a componente gravitacional da força motriz responsável pelo fluxo é desprezível em comparação à força do gradiente de pressão aplicado, o fluxo gasoso unidimensional e isotérmico através de uma amostra porosa de espessura Z pode ser idealmente descrito pela lei de Darcy estendida aos gases (Stonestrom & Rubin, 1989) como se segue:

$$q(z,t) = -\frac{k}{\mu} \cdot \frac{\partial P(z,t)}{\partial z} \quad (4.1)$$

onde q : velocidade de fluxo; k: permeabilidade ao gás ;  $\mu$ : viscosidade dinâmica do gás; P(z,t): pressão da fase gasosa na amostra; z: distância ao longo do fluxo unidimensional na amostra; e t: tempo.

Conforme a lei dos gases ideais:

$$\rho(z,t) = \frac{\omega P(z,t)}{RT} \quad (4.2)$$

onde  $\rho(z,t)$ : densidade do gás;  $\omega$ : peso molecular médio do gás; T: temperatura absoluta; R: constante universal dos gases.

A massa de gás que permeia a amostra no intervalo de tempo dt é:

$$dm_g = A\rho(0,t)q(0,t)dt \quad (4.3)$$

onde A é a área da seção transversal da amostra. Se V é o volume do reservatório situado abaixo da superfície de entrada do gás (face inferior) na amostra a ser permeada, então a perda de massa gasosa no intervalo dt é expresso por:

$$dm_p = -Vd\rho(0,t) \quad (4.4)$$

De acordo com a lei de conservação de massa, as equações (4.3) e (4.4) são iguais, logo:

$$A\rho(0,t)q(0,t)dt = -Vd\rho(0,t) \quad (4.5)$$

Considerando-se a temperatura T na equação (4.2) como constante (estado isotérmico) e substituindo as equações (4.1) e (4.2) na equação (4.5), tem-se:

$$\frac{Ak}{2V\mu} \cdot \frac{\partial P^2}{\partial z} \Big|_{z=0} = \frac{dP}{dt} \quad (4.6)$$

onde  $P = P(0,t)$  é a pressão de gás no reservatório no tempo  $t$ . A equação (4.6) descreve, portanto, a variação da pressão de gás no reservatório de volume constante  $V$  ao longo do tempo  $t$ .

Segundo Baehr & Hult (1991), desprezando-se o efeito gravitacional e a variação vertical da temperatura, obtém-se a equação abaixo que governa o fluxo isotérmico, unidimensional e vertical de um gás compressível através de uma amostra:

$$\frac{P_m}{P} \cdot \frac{n_a}{P_m} \cdot \frac{\partial P^2}{\partial t} = \frac{k}{\mu} \cdot \frac{\partial^2 P^2}{\partial z^2} \quad (4.7a)$$

onde  $n_a$ : porosidade preenchida por ar;  $P_m$ : pressão média, definida como a média das pressões máxima ( $P_{máx}$ ) e mínima ( $P_{mín}$ ) no ensaio. Para as condições dos ensaios,  $P_{mín} = P_{atm}$  (pressão atmosférica);  $P_{máx} = P_{atm} + P_{rel}$ , onde  $P_{rel}$  é a pressão relativa do gás no início do ensaio tal que  $P_{rel} < 5 \text{ kPa}$ .

Para as condições acima, tem-se que  $\frac{P_m}{P} \approx 1$  e a equação (4.7a) pode ser reescrita como:

$$\frac{n_a}{P_m} \cdot \frac{\partial P^2}{\partial t} = \frac{k}{\mu} \cdot \frac{\partial^2 P^2}{\partial z^2}, \quad 0 < z < Z \quad (4.7b)$$

com  $Z$  sendo a espessura da amostra através da qual se dá o fluxo. Sobre as faces superior e inferior da amostra, a pressão de gás  $P(z,t)$  satisfaz as seguintes condições de contorno:

$$P^2(z,t) \Big|_{z=0} = P^2(t) \quad (4.8)$$

$$P^2(z,t) \Big|_{z=Z} = P_{atm}^2 \quad (4.9)$$

Quando  $t=0$ , a pressão de ar  $P(z,t)$  satisfaz a condição inicial:

$$P^2(z,t) \Big|_{t=0} = P^2(z,0) \quad (4.10)$$

Sob certas hipóteses razoáveis, as equações (4.6), (4.7b), (4.8), (4.9) e (4.10) podem ser significativamente simplificadas. Integrando-se a equação (4.7b) no intervalo  $(0, \xi)$  em relação a  $z$ , integrando-se novamente no intervalo  $(0, Z)$  em relação a  $\xi$  e usando as condições de contorno (4.8) e (4.9), tem-se:

$$\frac{\partial P^2}{\partial z} \Big|_{z=0} = \frac{P_{atm}^2 - P^2(t)}{Z} \cdot (1 - \varepsilon) \quad (4.11a)$$



$$\varepsilon = \frac{1}{P_{atm}^2 - P^2(t)} \cdot \frac{n_a \mu}{k P_m} \int_0^z \left[ \int_0^\varepsilon \frac{\partial P^2(z, t)}{\partial t} dz \right] d\xi \quad (4.11b)$$

Diferenciando-se ambos os lados da equação (4.7b) em relação a t e denotando  $\frac{\partial P^2(z, t)}{\partial t}$  por  $\varphi(z, t)$ , segue-se:

$$\frac{n_a}{P_m} \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial t} = \frac{k}{\mu} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2}, \quad 0 < z < Z \quad (4.11c)$$

Usando-se as condições de contorno (4.8) e (4.9), as condições de contorno para  $\varphi$  são:

$$\varphi|_{z=0} = \frac{dP^2}{dt} ; \varphi|_{z=Z} = 0 \quad (4.11d)$$

No instante correspondente ao início da pressurização do reservatório de volume V com o gás, as pressões no reservatório e na amostra correspondem a  $P_{atm}$ , logo:

$$\varphi(z, t)|_{t=t_0} = 0 \quad (4.11e)$$

Baseado no princípio extremo do problema de contorno inicial das equações (4.11c), (4.11d) e (4.11e), tem-se:

$$|\varphi(z, t)| = \left| \frac{\partial P^2}{\partial t} \right| \leq \left| \frac{dP^2}{dt} \right| = 2 \left| P \frac{dP}{dt} \right|, \quad 0 < z < Z \quad (4.11f)$$

Substituindo-se (4.11f) em (4.11b):

$$|\varepsilon| \leq \frac{n_a \mu Z^2}{k P_m} \cdot \frac{P(t)}{P^2(t) - P_{atm}^2} \left| \frac{dP}{dt} \right| \stackrel{def}{=} \delta \quad (4.12)$$

Se  $\delta \ll 1$ , o termo  $\varepsilon$  na equação (4.11a) pode ser desprezado e a seguinte aproximação pode ser obtida:

$$\left. \frac{\partial P^2}{\partial z} \right|_{z=0} \approx \frac{P_{atm}^2 - P^2(t)}{Z} \quad (4.13)$$

Substituindo-se (4.13) em (4.6):

$$\frac{Ak}{VZ\mu} dt = \frac{2dP}{(P_{atm} + P)(P_{atm} - P)} \quad (4.14)$$

que integrada de 0 a t resulta em:

$$\ln\left(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}}\right) = \left(\frac{-AP_{atm}k}{VZ\mu}t\right) \quad (4.15a)$$

onde:

$$c = \frac{P(0) + P_{atm}}{P(0) - P_{atm}} \quad (4.15b)$$

Da equação (4.15a), verifica-se que  $\ln\left(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}}\right)$  é linearmente dependente de t.

Assim, a permeabilidade ao gás da amostra sob regime de fluxo transiente é dada por:

$$k = \frac{-VZ\mu s}{AP_{atm}} \quad (4.16)$$

$$\text{onde } s \text{ é o coeficiente de inclinação da reta } \ln\left(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}}\right) = st \quad (4.17)$$

As curvas representando a queda de pressão em função do tempo tomarão, portanto, a forma de uma exponencial.

O parâmetro  $\eta_a$  necessário para verificar a condição  $\delta \ll 1$  correspondente à equação (4.12) pode ser obtido segundo Didier et al. (2000):

$$n_a = n(1 - S) \quad (4.18)$$

$$n = 1 - \frac{m_b}{\left(Z - \frac{m_{GS}}{\rho_{GS}}\right)\rho_s} \quad (4.19)$$

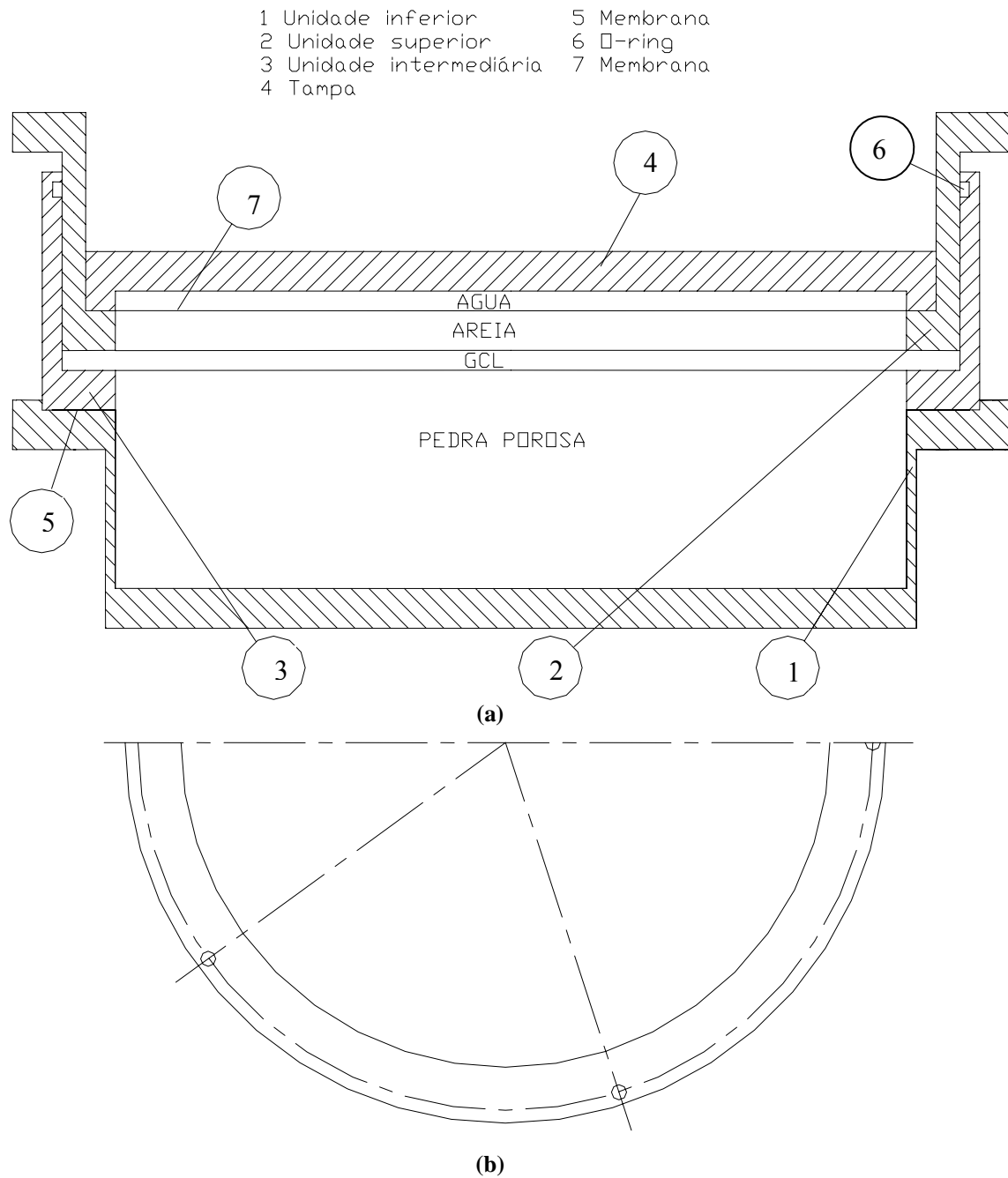
onde  $n$ : porosidade total da bentonita seca;  $S$ : grau de saturação da bentonita;  $m_b$ : massa de bentonita ( $\text{g/m}^2$ );  $\rho_s$ : massa específica dos sólidos da bentonita ( $\text{g/m}^3$ );  $m_{GS}$ : gramatura dos geotêxteis ( $\text{g/m}^2$ );  $\rho_{GS}$ : massa específica dos sólidos dos geotêxteis ( $\text{g/m}^3$ );  $Z$ : espessura da amostra de GCL (m).

Ensaando amostras de GCL similares àsquelas empregadas nessa pesquisa, e para um intervalo de teor de umidade igualmente similar, Didier et al. (2000) mostraram que a porosidade ao ar das amostras de GCL parcialmente hidratadas se encontrou no intervalo  $10\% < \eta_a < 60\%$ . Para estes valores extremos de porosidade, constatou-se que a condição (4.12) é plenamente atendida para as condições dessa pesquisa.

### 4.3 Equipamento proposto

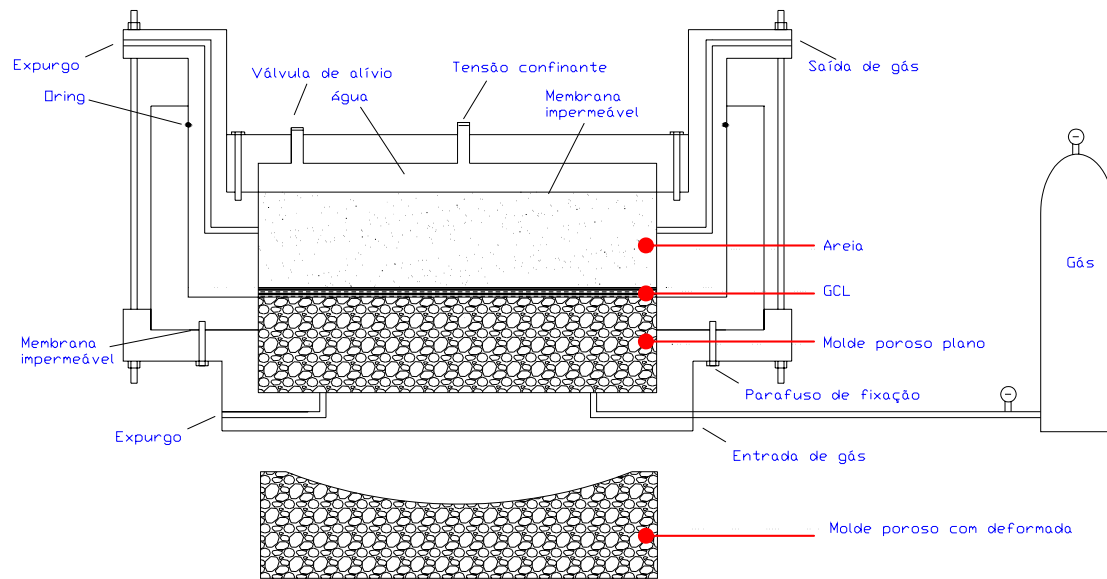
A Figura 4.2 apresenta as seções transversais lateral (a) e semi-radial (b) do equipamento proposto, daqui em diante denominado “permeâmetro de fluxo transiente”, destinado a determinar a permeabilidade a gases de amostras de GGL parcialmente saturadas sob

condição de deformação imposta. O projeto com as devidas dimensões dessa célula de permeabilidade será apresentado no Apêndice A.



**Figura 4.2. Seções transversais lateral (a) e semi-radial (b) do permeâmetro de fluxo transiente.**

Adicionalmente à Figura 4.2, a Figura 4.3 abaixo apresenta a representação esquemática geral do sistema de ensaio de permeabilidade, com a exposição dos principais elementos responsáveis pelo funcionamento do permeâmetro.



**Figura 4.3. Esboço do equipamento proposto: permeâmetro de fluxo transiente.**

Os elementos principais da célula de ensaio são mostrados na Figura 4.4 abaixo. Trata-se de uma célula circular em duralumínio, cuja parte inferior é preenchida por uma pedra porosa de grandes dimensões (Fig. 4.4a) sobre a qual é possível deformar a amostra de GCL hidratada. Um rebaixo na parede da unidade inferior da célula permite alojar uma membrana circular (Fig. 4.4b) destinada a garantir a estanqueidade a gás desse compartimento. Uma unidade circular intermediária (Fig. 4.4c) é assentada sobre essa membrana e encaixada no rebaixo, envolvendo a pedra porosa (Fig. 4.4d).

Parafusos fazem a fixação entre as unidades inferior e intermediária da célula de ensaio (Fig. 4.4e). A parte interna da unidade intermediária apresenta uma borda em nível com a margem externa da superfície da pedra porosa (Fig. 4.4f), e sobre esta borda se apóia a amostra de GCL indeformada (Fig. 4.4g, h). O contato da amostra de GCL com a parede interna da unidade intermediária é vedada com bentonita a fim de garantir a estanqueidade lateral durante o ensaio (Fig. 4.4i).

Outra peça circular (Fig. 4.4j) é inserida no interior da unidade intermediária e assentada sobre as margens da amostra de GCL (Fig. 4.4l, m, n, o). Uma camada de areia fina é sobreposta ao GCL (Fig. 4.4p) e a esta camada de areia se encontra sobreposta uma membrana (Fig. 4.4q) que faz a separação entre a areia e a camada de água utilizada para aplicar o confinamento responsável pela deformação do GCL.

Esta camada de água, por sua vez, é superposta por uma tampa conectada a um sistema de ar comprimido que garante a pressão de confinamento (Fig. 4.4r). A magnitude da tensão confinante é controlada por um painel de controle. Um cilindro de gás (Fig. 4.4s) é conectado à unidade inferior da célula e alimenta o reservatório de gás representado pelos vazios da pedra porosa subjacente à amostra de GCL. Ele é dotado de um regulador de pressão que permite o controle da pressão de entrada do gás.



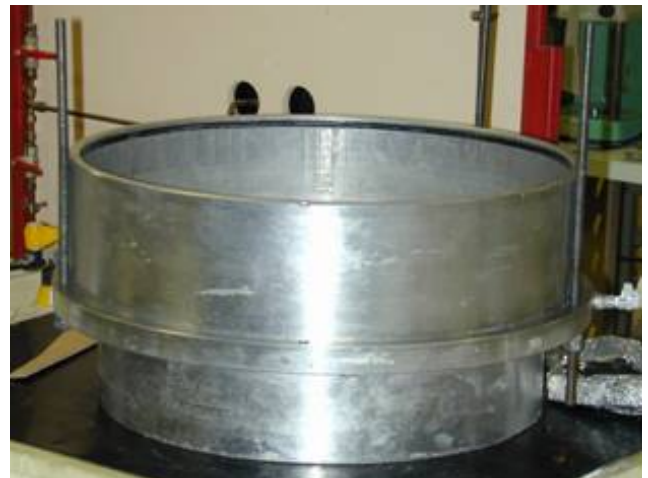
(a) unidade inferior da célula e pedra porosa com deformada superficial



(b) colocação da membrana de estanqueidade



(c) unidade intermediária da célula



(d) unidade intermediária assentada sobre membrana de estanqueidade



(e) parafuso fixador das unidades inferior e intermediária



(f) vista superior do conjunto pedra porosa-unidade intermediária

**Figura 4.4. Elementos principais do permeâmetro de fluxo transiente.**





(g) amostra de GCL indeformada



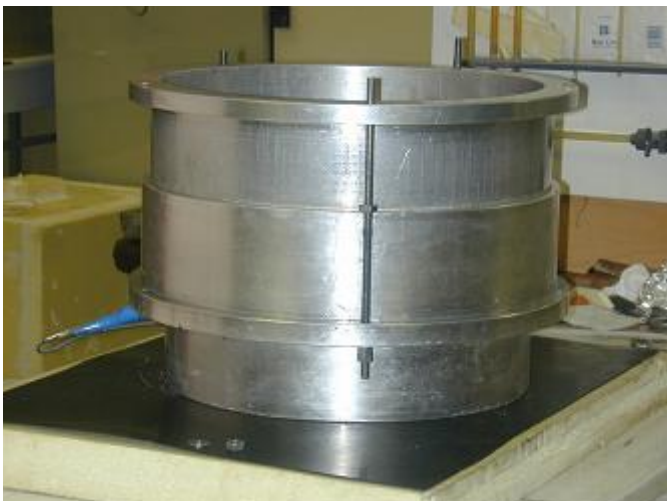
(h) colocação da amostra de GCL indeformada



(i) vedação lateral com bentonita



(j) unidade superior da célula



(l) colocação da unidade superior (vista frontal)



(m) colocação da unidade superior (vista superior)

**Figura 4.4. Continuação.**



(n) fixação da unidade superior



(o) unidade superior assentada sobre amostra de GCL



(p) camada de areia acima de amostra de GCL



(q) membrana impermeável acima da camada de areia



(r) conjunto montado com sistema de confinamento conectado à tampa superior



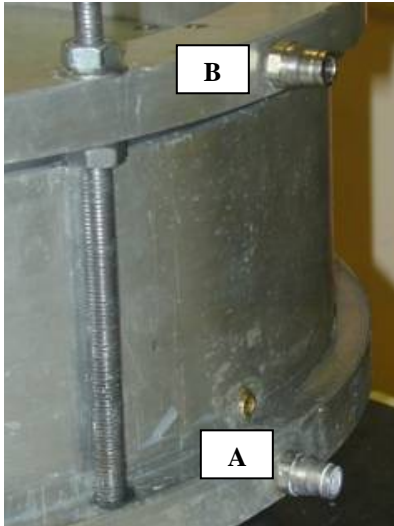
(s) cilindro de gás

**Figura 4.4. Continuação.**

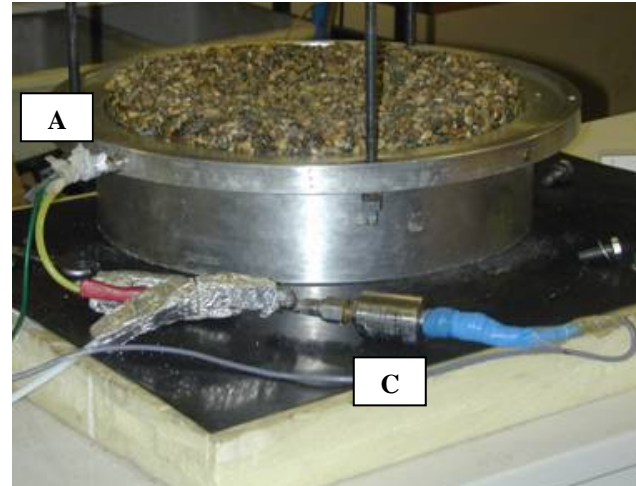
Os elementos acessórios correspondentes à configuração de ensaio são mostrados na Figura 4.5. O cilindro de gás é conectado à célula através de uma porta de entrada



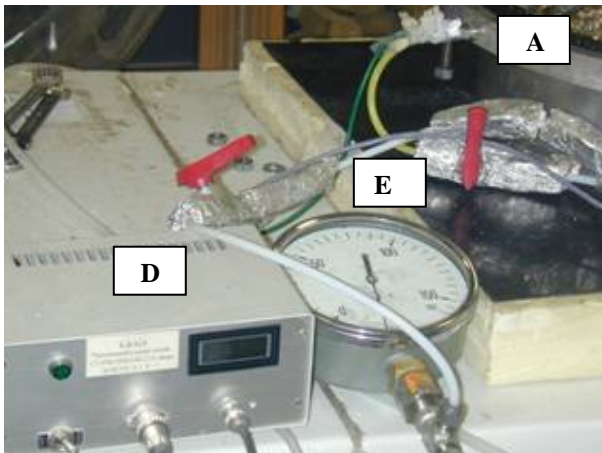
situada na unidade inferior (Fig 4.5a, **A**), permitindo o acesso do gás ao interior da pedra porosa. A face inferior da amostra de GCL assentada sobre a pedra porosa encontra-se, portanto, em contato direto com o gás. Uma célula de pressão (Fig 4.5b, **C**) é conectada à porta de entrada e a um sistema de aquisição de dados, o que permite o registro em arquivo e o acompanhamento da pressão via uma interface gráfica durante a fase de imposição (antes do início do ensaio) e durante o ensaio propriamente dito.



(a) portas de entrada (**A**) e de saída (**B**) do gás



(b) transdutor de pressão (**C**) conectado à porta de entrada do gás (**A**)



(c) transdutor de temperatura (**D**) conectado à porta de entrada do gás (**A**); registros e manômetro analógico auxiliares (**E**)



(d) caixa de isolamento térmico (**F**)

**Figura 4.5. Elementos acessórios da configuração de ensaio de permeabilidade.**

Um transdutor de temperatura (Fig. 4.5c, **D**) foi fixado à superfície externa da porta de entrada do gás a fim de se aferir eventuais mudanças de temperatura do gás durante a evolução do ensaio. Devido à limitada espessura da porta de entrada, uma condição de equilíbrio térmico entre esta e o gás foi suposta como existente. De forma similar ao transdutor de pressão, o transdutor de temperatura está conectado a um sistema de aquisição de dados que permite o registro e o acompanhamento da temperatura ao longo do ensaio. A saída do gás para o ambiente externo é permitida por uma porta de saída (Fig 4.5a, **B**) situada na unidade superior da célula e no nível da camada de areia sobreposta ao GCL. Uma caixa de poliestireno extrudado (Fig 4.5d, **F**) é empregada



para fazer o isolamento térmico da célula, a fim de manter uma condição aproximadamente isotérmica durante cada ensaio. Um manômetro analógico e registros de esfera (Fig 4.5c, E) auxiliam no controle da pressão de entrada.

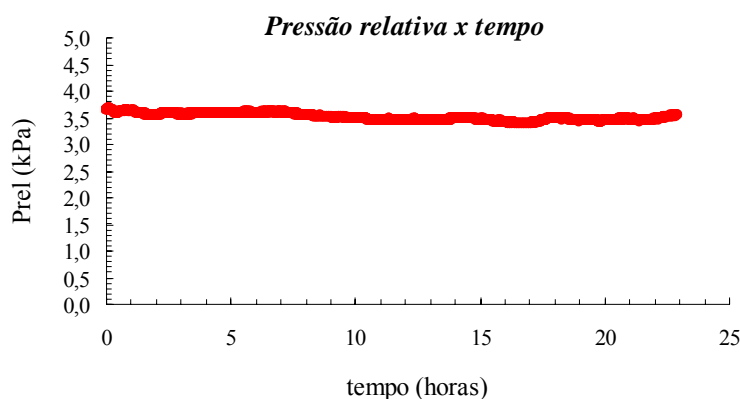
#### 4.4 Calibração do equipamento

##### 4.4.1 Introdução

Depois de terminada a fase de execução do equipamento proposto, foi empreendido um conjunto de procedimentos destinados a aferir a sua adequabilidade e garantir a sua confiabilidade sob as condições operacionais dos ensaios. Os transdutores de pressão e de temperatura foram devidamente calibrados e ajustados ao sistema de aquisição de dados, o sistema de confinamento atrelado ao painel de controle foi aferido, assim como a estanqueidade da célula à água responsável pela transmissão da tensão confinante à amostra. Particular interesse foi depositado sobre a verificação da estanqueidade da célula ao gás e sobre a garantia da deformação da amostra em conformidade com a superfície da pedra porosa.

##### 4.4.2 Aferição das condições de estanqueidade da célula

De início, foram verificadas as condições de estanqueidade da célula, indispensável ao êxito da metodologia proposta. O primeiro passo consistiu em verificar a condição de estanqueidade de toda a célula, e para isso foram realizados ensaios onde se aplicava a mesma pressão de gás azoto seja na unidade inferior (dentro da pedra porosa), seja na unidade superior (dentro da camada de areia). Aplicada a pressão do gás, as portas de entrada e de saída do gás eram fechadas através de registros e acompanhava-se evolução da pressão ao longo do tempo. Uma amostra de GCL hidratada foi utilizada com o propósito de fazer a separação entre a pedra porosa e a camada de areia, configuração idêntica àquela de ensaios verdadeiros. Uma tensão confinante de 20 kPa foi aplicada à amostra. Os ensaios foram realizados em uma sala onde a temperatura não era controlada a fim de se verificar a eficiência do sistema de isolamento térmico (caixa de poliestireno extrudado). A Figura 4.6 abaixo mostra a evolução da pressão relativa ( $P_{rel}$ ) imposta ao longo do tempo.

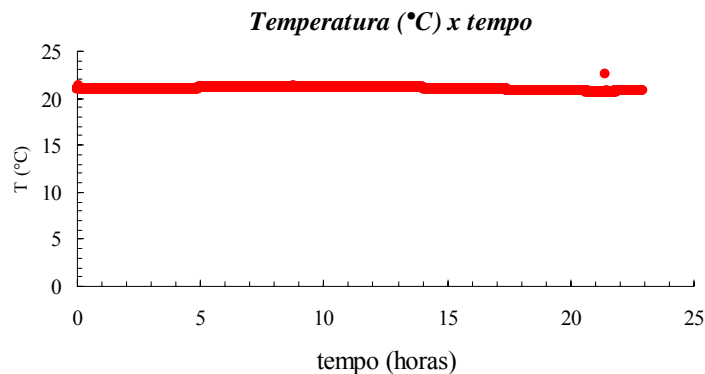


**Figura 4.6.** Teste de estanqueidade da célula: evolução da pressão relativa ( $P_{rel}$ ) com o tempo.

Verifica-se que a célula foi capaz de manter a pressão constante durante a duração do ensaio (23 horas). Ao término desse tempo, foi verificada uma variação máxima de pressão correspondente a 0,2 kPa, variação esta que foi praticamente nula durante os 70

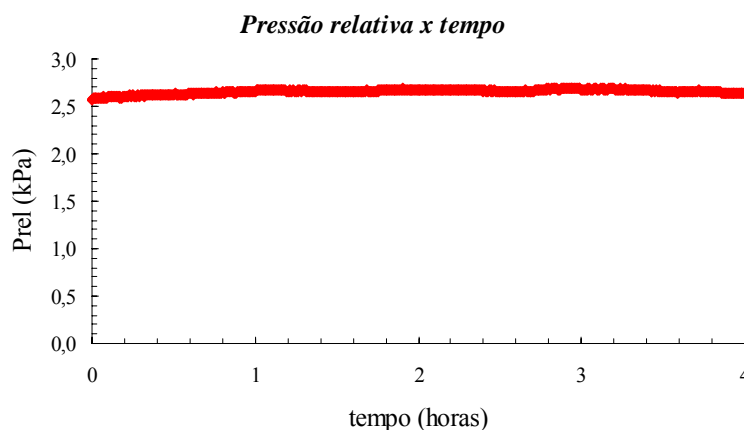
minutos iniciais do teste, o que corresponde a um tempo muito superior ao tempo dos ensaios verdadeiros realizados. Isso aponta para a inexistência de vazamentos significativos de gás do conjunto da célula em direção ao ambiente externo.

A eficiência da caixa de isolamento térmica pode ser constatada pela Figura 4.7, sendo possível verificar que a temperatura manteve-se razoavelmente constante durante a duração do ensaio, assegurando, portanto, as condições isotérmicas desejáveis à execução dos ensaios verdadeiros.



**Figura 4.7. Teste de isolamento térmico: evolução da temperatura (T) com o tempo.**

Era igualmente necessário verificar isoladamente a condição de estanqueidade da unidade inferior da célula onde se encontra a pedra porosa, realizando um teste em que se colocava a amostra de GCL hidratada acima da pedra porosa seguida de uma membrana de estanqueidade a ela superposta a fim de se evitar a fuga de gás para a atmosfera. Após esta montagem, aplicou-se uma tensão confinante de 20 kPa com o propósito de deformar o conjunto GCL-membrana, aplicou-se o gás azoto na unidade inferior da célula a uma determinada pressão relativa e acompanhou-se a evolução da pressão ao longo do tempo em um ambiente desta vez com temperatura controlada (22°C). A parte superior (camada de areia) acima do conjunto GCL-membrana foi continuamente colocada em contato com a pressão atmosférica por meio da porta de saída do gás. A evolução da pressão imposta ao longo do tempo é apresentada na Figura 4.8.



**Figura 4.8. Teste de estanqueidade da unidade inferior da célula de permeabilidade: evolução da pressão relativa ( $P_{rel}$ ) com o tempo.**

Sob condições operacionais similares às de ensaio, verifica-se que a unidade inferior da célula de permeabilidade foi capaz de manter a pressão constante durante as 4 horas de realização do teste de estanqueidade.

#### 4.4.3 Aferição da deformação imposta à amostra de GCL

Com o propósito de simular o efeito da deformação de recalque sobre a permeabilidade a gás das amostras de GCL ensaiadas, foram confeccionadas pedras porosas de grandes dimensões ( $D=38$  cm) ajustáveis ao compartimento interno da unidade inferior da célula de permeabilidade, cujas superfícies apresentavam a forma de uma dada deformada correspondente a um dado nível de deformação desejada. A deformada obtida via simulação numérica e reproduzida sobre a superfície da pedra porosa é apresentada na Figura 4.9. Ela foi obtida com a ajuda do programa computacional ROBOT, o qual permite a determinação da deformada de uma camada circular de um material engastado em seu contorno. Esse programa considera as propriedades de rigidez dos componentes da barreira geossintética, a saber, o geotêxtil e a bentonita hidratada. Uma distorsão (relação recalque/dimensão radial) de 15% foi imposta no centro da amostra circular, o que correspondeu a uma deformação máxima de 1,3% na direção radial da mesma.

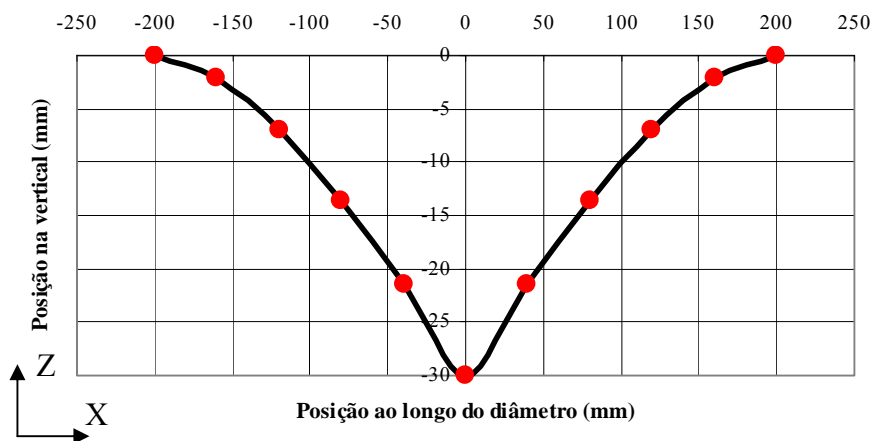


Figura 4.9. Deformada reproduzida sobre a superfície da pedra porosa (sem escala).

Ensaio destrutivos sobre amostras de GCL hidratadas sob condições similares às dos ensaios verdadeiros foram realizados com o propósito de averiguar se a amostra se conformava à superfície da pedra porosa. Além da tensão confinante atuante acima da amostra, uma sucção de magnitude inferior ao valor de entrada de ar da bentonita (800-1000 kPa), condição indispensável para evitar a perda de água desse material, foi imposta à face inferior da amostra através da pedra porosa e por meio de uma bomba de vácuo (capacidade nominal de 400 kPa), auxiliando na conformação dessa amostra à superfície. Para os recursos operacionais disponíveis no laboratório, esse método mostrou-se mais eficaz que aquele baseado exclusivamente na aplicação de uma tensão confinante acima da amostra. A superfície do geotêxtil inferior do GCL em contato com a pedra porosa foi untada com uma pasta branca que permitia identificar, ao término do ensaio, a extensão do contato da amostra com a superfície da pedra porosa. Como todo o sistema estava conectado ao painel de controle através da unidade superior da célula contendo água, era possível medir a variação de volume sofrida pelo sistema pela quantidade de água que entrava na célula após a imposição da tensão confinante (20 kPa) e da sucção. A partir do instante em que nenhum volume adicional de água entrava

na célula, suponha-se que a deformação máxima da amostra tinha sido alcançada e eliminava-se a sucção, conduzindo a face inferior do GCL à condição de pressão atmosférica, porém mantendo-se a mesma tensão confinante prevista para os ensaios verdadeiros (20 kPa). Verificou-se que a eliminação da sucção e a redução da pressão abaixo do GCL à condição atmosférica não provocou nenhum refluxo de água da célula para o painel de controle, garantindo, portanto, que o contato geotêxtil-pedra porosa foi mantido pela tensão confinante sobrejacente, a despeito do alívio de tensão promovido pela eliminação da sucção. Ao término do ensaio, as amostras eram extraídas, sendo possível confirmar pela pasta branca depositada sobre a superfície da pedra porosa que o procedimento garantia o contato de toda extensão da amostra com essa superfície, ou seja, que a deformação sofrida pela amostra correspondia à forma da deformada apresentada na Figura 4.9. A Figura 4.10 abaixo apresenta alguns detalhes do aspecto das superfícies inferior e superior do GCL após a deformação imposta.

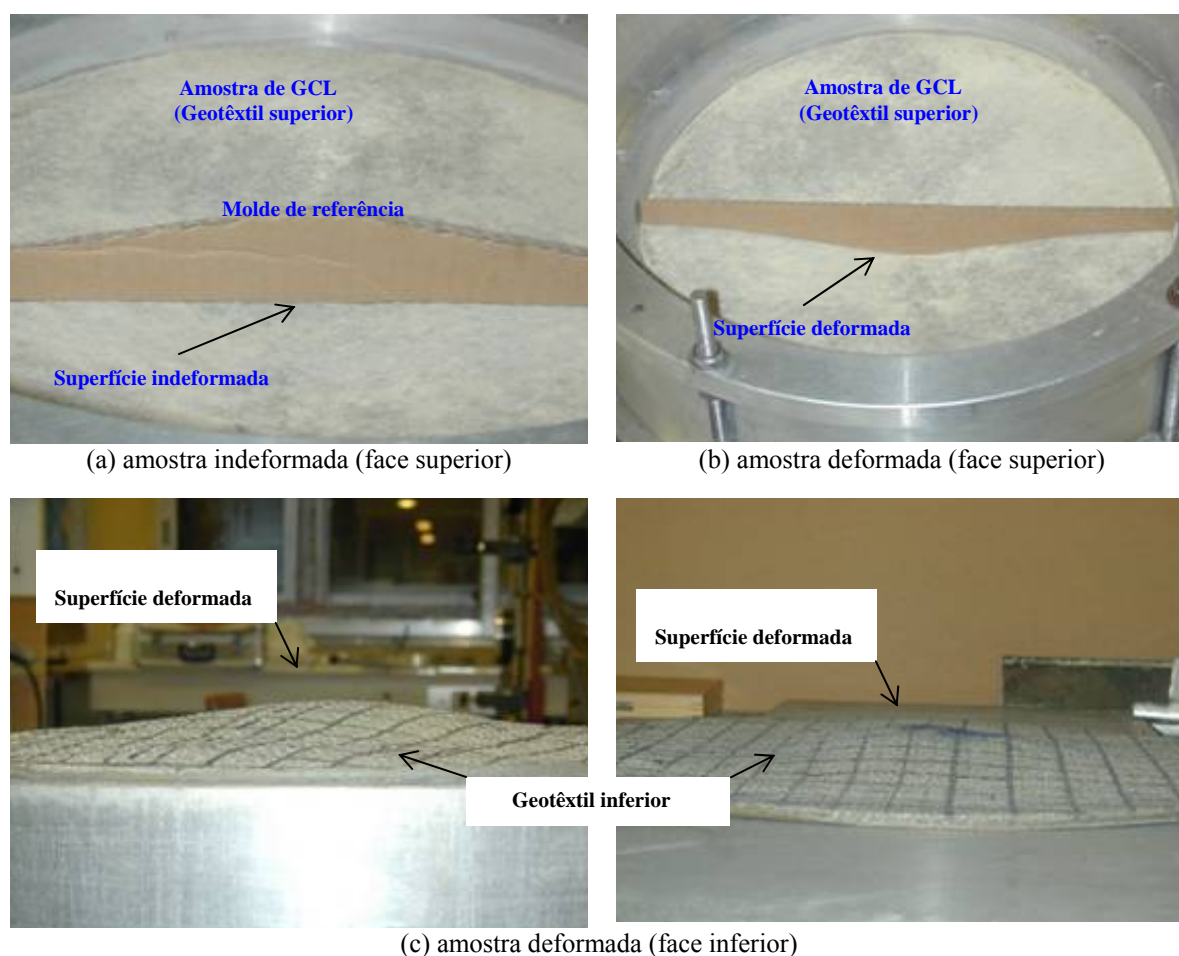


Figura 4.10. Aspecto das amostras de GCL antes (a) e após a deformação imposta (b,c).

#### 4.5 Preparação das amostras de ensaio

Para os ensaios de permeabilidade a gás, foram utilizadas amostras de GCL Bentofix (Naue) de gramatura nominal correspondente a  $5,7 \text{ kg/m}^2$ , constituído de bentonita sódica natural encapsulada por geotêxteis não-tecido e tecido, ligados por fibras de agulhagem. Amostras retangulares de dimensões  $55 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$  eram cortadas do rolo de GCL na umidade higroscópica (umidade de fabricação), pesadas a fim de se estimar sua gramatura e imersas em tanques com  $5 \text{ cm}$  de coluna d'água. Diferentes condições

de hidratação ou teores de umidade das amostras eram obtidos pela imersão destas em diferentes tempos (5 a 60 minutos). Sobrecargas evitavam a flutuação das amostras imersas em água. O resumo do procedimento de imersão em água das amostras de GCL é apresentado na Figura 4.11.



(a) amostra de ensaio cortada do rolo de GCL



(b) tanque de imersão preenchido com 5 cm de coluna d'água



(c) início da imersão da amostra



(d) peças metálicas assentadas sobre a amostra

**Figura 4.11. Hidratação das amostras de GCL destinadas ao ensaio de permeabilidade a gás.**

Transcorrido o tempo de imersão, as amostras eram colocadas em sacos plásticos, estes eram vedados para evitar a perda de umidade e as amostras eram deixadas sob hidratação livre (ou seja, sem carga confinante) durante 15 dias, tempo julgado necessário à obtenção de uma umidade uniforme ao longo da componente bentonita da amostra de GCL (Didier et al., 2000; Bouazza & Vangpaisal, 2003). Transcorrido o período de uniformização da umidade e 12 horas antes da realização dos ensaios verdadeiros, placas metálicas leves eram assentadas sobre a amostra retangular ainda mantida no interior do saco plástico com o propósito de aplainá-la, eliminando ou limitando eventuais irregularidades superficiais.

Como visto anteriormente na apresentação do modelo matemático ligado à metodologia deste ensaio (§ 4.2), a espessura da amostra de GCL corresponde a um parâmetro importante para a determinação precisa de sua permeabilidade a gás. Portanto, para a obtenção de medidas precisas deste parâmetro, empregou-se o espessômetro de precisão mostrado abaixo (Fig 4.12a), o qual é dotado de um paquímetro digital (Fig. 4.12b) e



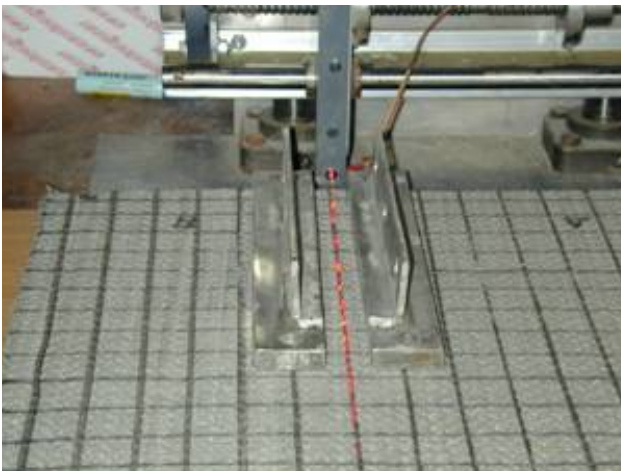
permite determinar a espessura da amostra via a emissão de um feixe luminoso tangenciando a superfície da mesma (Fig. 4.12c). Duas manivelas permitem controlar o movimento vertical e lateral do feixe luminoso, sendo possível, portanto, varrer toda a extensão da amostra, determinando as respectivas espessuras ao longo dessa extensão. A fim de obter uma quantidade representativa de dados de espessura pertinentes à amostra, foi definida uma malha (Fig. 4.12c,d), dividindo-a em quatro setores, definindo um conjunto de linhas em cada setor e, para cada linha de cada setor, determinando-se a espessura, correspondendo a um total de 64 medidas para cada amostra. Para esta determinação, foram utilizadas amostras quadradas (Fig. 4.12c), as quais eram posteriormente cortadas em forma circular (Fig. 4.12d) conforme a dimensão exigida para o ensaio na célula de permeabilidade a gás ( $D=40$  cm).



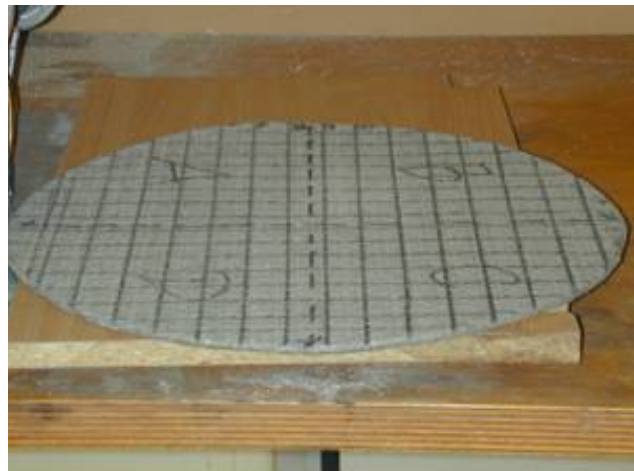
(a) espessômetro de precisão



(b) paquímetro digital



(c) feixe luminoso sobre a superfície da amostra



(d) amostra nas dimensões do ensaio

**Figura 4.12. Procedimento de determinação da espessura das amostras de GCL.**

Salienta-se que, durante o procedimento de corte das amostras hidratadas para a determinação da espessura, as sobras eram aproveitadas para determinação em estufa do teor de umidade do GCL, aqui considerado como sendo o teor de umidade da bentonita.

#### 4.6 Procedimento de ensaio

De posse da amostra circular nas dimensões do ensaio ( $D=40$  cm), era feita a montagem do mesmo conforme a seqüência apresentada no item 4.3, ou seja:

- i. assentamento da unidade intermediária sobre a unidade inferior da célula;
- ii. colocação da amostra indeformada de GCL no interior da célula e acima da pedra porosa;
- iii. vedação lateral da amostra com bentonita;
- iv. fixação da amostra pela introdução da unidade superior da célula;
- v. deposição da camada de areia fina seca sobre a amostra de GCL;
- vi. colocação da membrana de estanqueidade;
- vii. colocação e fixação da tampa;
- viii. preenchimento do compartimento de confinamento com água;
- ix. deformação da amostra pela aplicação da tensão confinante (20 kPa) pelo compartimento superior e da sucção pela unidade inferior da célula até estabilização do volume de água no painel de controle;
- x. eliminação da sucção e condução do reservatório de gás (vazios da pedra porosa) à pressão atmosférica;
- xi. conexão do cilindro de gás à porta de entrada na unidade inferior da célula;
- xii. confinamento da célula de ensaio pela caixa de poliestireno extrudado;
- xiii. aplicação da pressão de gás a um valor pré-determinado e início do ensaio com o acompanhamento da evolução da queda de pressão com o tempo à medida que o gás atravessa a amostra de GCL, emergindo para a atmosfera através da porta de saída.

Salienta-se que, depois de atingida a pressão inicial no interior do reservatório, a alimentação de gás pelo cilindro é cortada pelo fechamento do registro. A camada de areia acima da amostra de GCL se encontra permanentemente sujeita à pressão atmosférica por meio da porta de saída. O sistema de aquisição de dados é acionado desde a fase de imposição da pressão do gás, sendo possível acompanhar esse processo pela interface gráfica na tela do computador. O registro dos dados de interesse para posterior tratamento (pressão, temperatura e tempo) se dá após o fechamento do registro que controla a alimentação.

Como o modelo matemático apresentado no item 4.2 pressupõe o emprego da pressão absoluta do gás, um barômetro digital foi utilizado para medir as eventuais flutuações da pressão atmosférica durante o ensaio. Assim, a pressão absoluta em cada instante do ensaio era obtida por:

$$P_{abs} = P_{rel} + P_{atm} \quad (4.20)$$

onde  $P_{abs}$ : pressão absoluta do gás;  $P_{rel}$ : pressão relativa do gás;  $P_{atm}$ : pressão atmosférica no ambiente de ensaio. No presente trabalho, as pressões relativas impostas foram da ordem de 2,5 a 3,6 kPa.

De forma similar à pressão, a temperatura deve ser tratada em termos absolutos, sendo, portanto, necessário o emprego da equação:

$$T_{abs}(K) = T(^{\circ}C) + 273,15 \quad (4.21)$$

onde  $T_{abs}(K)$ : temperatura absoluta em Kelvin;  $T(^{\circ}C)$ : temperatura em Celsius.

O gás utilizado correspondeu ao azoto ( $N_2$ ) ( $\mu=1,77 \times 10^{-5}$  Pa.s,  $\rho=1,15$  kg/m<sup>3</sup> a  $T=20^{\circ}C$ ), por se tratar de um gás relativamente inerte e de baixa difusão em água. A condição

padrão ou de referência dos ensaios correspondeu a  $T(K) = 293,45$  K ( $20,3^{\circ}\text{C}$ ) e  $P_{abs} = 102,5$  kPa ( $P_{rel} = 3$  kPa;  $P_{atm} = 99,5$  kPa). Para eventuais mudanças de temperatura e de pressão atmosférica no ambiente de ensaio, as correções eram feitas considerando-se essa condição padrão e pressupondo-se a obediência do gás azoto à lei ideal dos gases, a saber:

$$\frac{P_{ref}}{T_{ref}} = \frac{P_{ensaio}}{T_{ensaio}} \quad (4.22)$$

onde  $P_{ref} = 102,5$  kPa ;  $T_{ref} = 293,45$  K;  $T_{ensaio}$  : temperatura no início do ensaio (em Kelvin) ;  $P_{ensaio}$  : pressão absoluta no início do ensaio.

O volume de vazios da pedra porosa ( $V$ ) e a área de superfície deformada ( $A$ ) da amostra de GCL através da qual se dá o fluxo foram medidos por métodos próprios e correspondem a  $V = 3430$  cm<sup>3</sup> e  $A = 1134$  cm<sup>2</sup>. Esses parâmetros são empregados na equação 4.16 a fim de se medir a permeabilidade a gás das amostras de GCL ensaiadas sob vários teores de umidade. O ensaio foi repetido 8 a 9 vezes para cada amostra de ensaio.

#### 4.7 Resultados

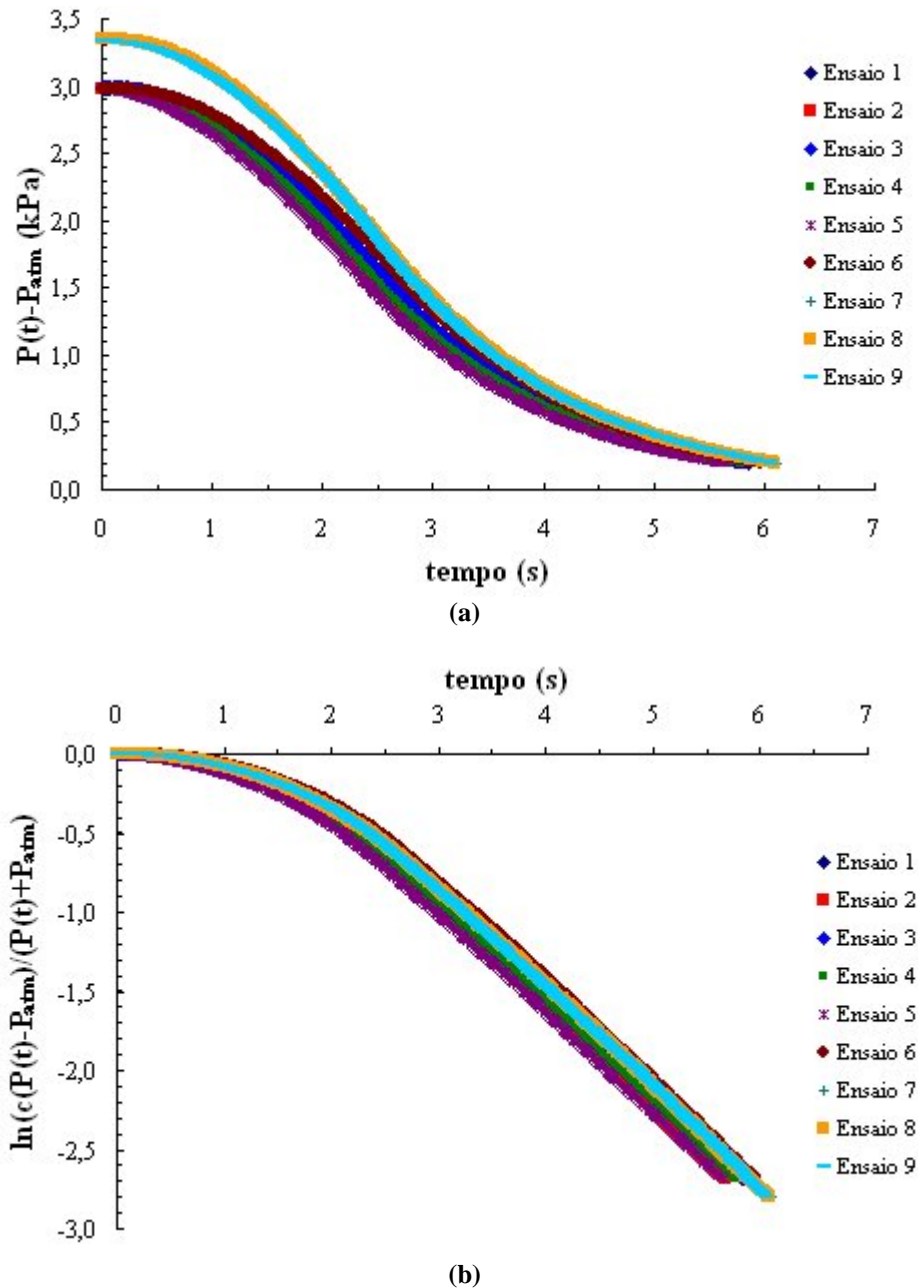
A Figura 4.13a apresenta a curva representativa da variação da pressão do gás ( $P(t) - P_{atm}$ ) ao longo do tempo de duração do ensaio ( $t$ ) correspondente à amostra de GCL com teor de umidade  $w = 68\%$ . A partir da pressão relativa inicial imposta, verifica-se uma queda gradual da pressão que converge para o valor correspondente à pressão atmosférica, ou seja,  $(P(t) - P_{atm}) \rightarrow 0$ . A fim de se aferir a influência da condição inicial sobre a cinética da queda de pressão do gás durante o ensaio, os dois últimos testes (Ensaio 8 e 9) foram realizados com uma pressão relativa inicial maior que aquela correspondente aos 7 ensaios iniciais. A Figura 4.13b mostra como a função  $\ln[c(P(t) - P_{atm}) / (P(t) + P_{atm})]$  varia com o tempo ( $t$ ) para os 9 ensaios repetidos. Pela superposição das curvas, constata-se que a repetibilidade dos ensaios é muito boa e que a cinética de queda de pressão é essencialmente independente da condição inicial correspondente à pressão imposta.

Quando a pressão  $P(t)$  no interior da pedra porosa aproxima-se da pressão atmosférica ( $P_{atm}$ ), pequenos erros correspondentes a  $P(t)$  podem resultar em erros significativos da função  $\ln[c(P(t) - P_{atm}) / (P(t) + P_{atm})]$ , visto que:

$$\lim_{P \rightarrow P_{atm}} \ln[c(P(t) - P_{atm}) / (P(t) + P_{atm})] = \infty \quad (4.23)$$

Assim, Li et al. (2004) recomendam que os dados registrados correspondentes aos valores  $(P(t) - P_{atm}) \leq 0,2$  kPa não sejam usados na análise dos dados.





**Figura 4.13.** Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com  $w=68\%$ .

Conforme dito na exposição do modelo matemático,  $s$  é a inclinação da reta correspondente à relação  $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$  versus  $t$ . No caso do conjunto de curvas

apresentado acima, verifica-se que, após uma fase inicial de ajuste, essa relação torna-se linear 2,5 segundos após o início do ensaio. Para fins de derivação do parâmetro  $s$ , essa perturbação inicial será desconsiderada e apenas o trecho linear servirá de base para esse fim. A Figura 4.14 apresenta o conjunto das retas  $\ln(c \frac{P(t) - P_{atm}}{P(t) + P_{atm}})$  versus  $t$ . A

Tabela 4.1 apresenta o resumo dos parâmetros necessários à medida de permeabilidade a gás através da equação 4.16 [coeficientes de inclinação  $s$ , pressão atmosférica ( $P_{atm}$ ),

espessura da amostra de GCL (Z)], assim como os respectivos valores de permeabilidade a gás obtidos.

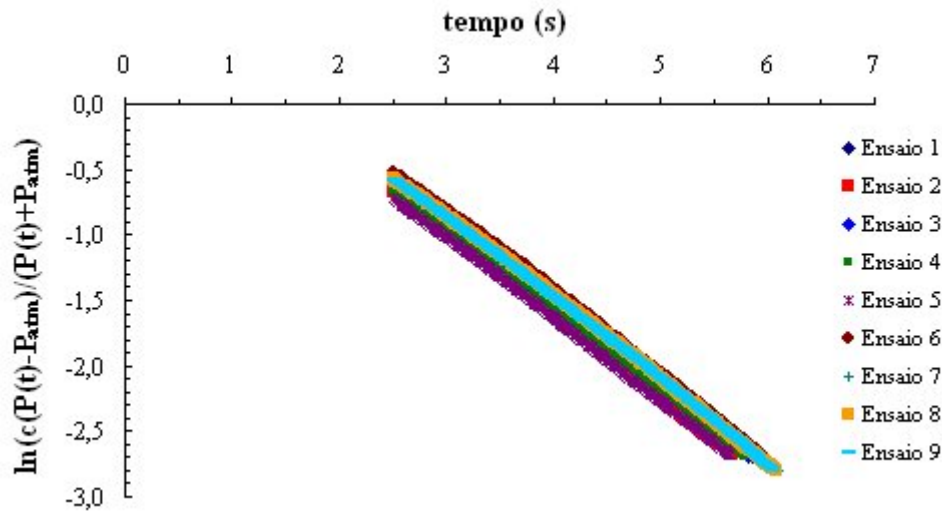


Figura 4.14. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo correspondente à amostra de GCL com w=68%: trecho linear.

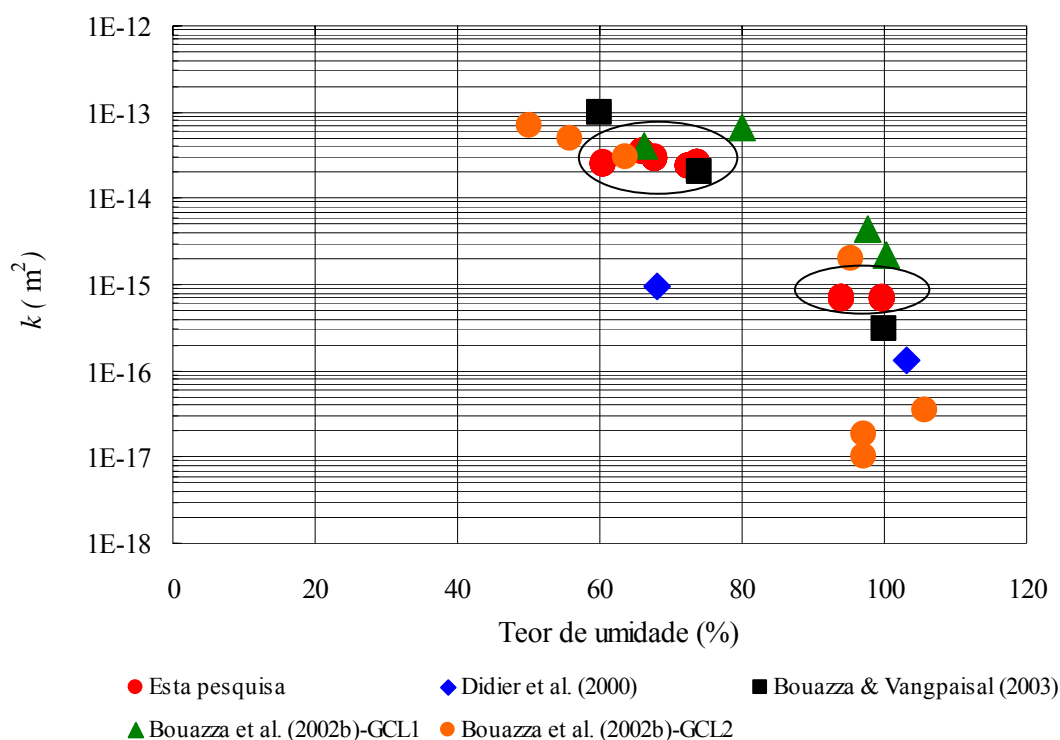
Tabela 4.1. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com w=68%).

Nº Ensaio	P <sub>atm</sub> (kPa)	Z (mm)	s (s <sup>-1</sup> )	k (m <sup>2</sup> )
1	99,5	8,59	-0,63	2,90E-14
2	99,5		-0,64	2,96E-14
3	99,5		-0,63	2,91E-14
4	99,5		-0,62	2,87E-14
5	99,5		-0,63	2,90E-14
6	99,5		-0,63	2,91E-14
7	99,5		-0,63	2,91E-14
8	99,5		-0,63	2,90E-14
9	99,5		-0,62	2,88E-14

O mesmo procedimento de análise foi repetido para as outras amostras de ensaio dotadas de diferentes teores de umidade, sendo os resultados correspondentes apresentados em anexo nas Figuras 4.15, 4.16, 4.17, 4.18, 4.19 e 4.20. Apenas a relação

$(P(t)-P_{atm})$  versus t e o trecho linear da relação  $\ln(c \frac{P(t)-P_{atm}}{P(t)+P_{atm}})$  versus t serão

apresentados. O resumo dos parâmetros necessários à medida de permeabilidade ao gás azoto através da equação 4.16 será apresentado nas Tabelas 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 também em anexo. O conjunto de todos os valores de permeabilidade obtidos para os diferentes teores de umidade das amostras ensaiadas nessa pesquisa é apresentado na Figura 4.21. Essa figura apresenta os resultados obtidos por outros autores sobre GCLs agulhados, hidratados sob condição de expansão livre, ensaiados sob a mesma tensão de confinamento (20 kPa), considerando-se um intervalo de teor de umidade similar ao desta pesquisa.



**Figura 4.21.** Variação da permeabilidade intrínseca ( $k$ ) com o teor de umidade de amostras de GCL hidratadas sob expansão livre (tensão confinante de ensaio de 20 kPa).

A Tabela 4.8 apresenta as principais informações relacionadas às características dos GCLs usados nas pesquisas citadas acima e às respectivas áreas de fluxo gasoso através das amostras.

**Tabela 4.8.** Características das amostras de GCL empregadas nos ensaios de permeabilidade a gás citados na Figura 4.21.

Pesquisa	Identificação do GCL	Gramatura ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )	Tipo de bentonita	Geotêxtil superior	Geotêxtil inferior	Área de fluxo ( $\text{cm}^2$ )
Didier et al. (2000)	Bentofix	4,295	Sódica em pó	NT	NT+ T**	491
Bouazza et al. (2002b)-GCL1	Bentofix	4,500	Sódica em pó	NT	NT+ T**	79
Bouazza et al. (2002b)-GCL2	Bentofix	5,400	Sódica em pó	NT*	T*	79
Bouazza & Vangpaisal (2003)	Bentofix	4,500	Sódica em pó	NT	NT+ T**	79
Esta pesquisa	Bentofix	5,700	Sódica em pó	NT	T	1134

NT: Não Tecido; T: Tecido; NT+T\*\*: Não Tecido mais filme Tecido de reforço; NT\*: Não Tecido impregnado por bentonita; T\*: Filme Tecido composto.

A comparação dos resultados obtidos nesse programa experimental com aqueles encontrados na literatura sob condições similares mostram que os valores e a tendência de variação da permeabilidade com o teor de umidade são compatíveis: os resultados obtidos sob condição de fluxo em regime transitório são, portanto, similares àqueles obtidos em regime permanente.

Exceção feita aos resultados de Didier et al. (2000), os valores correspondentes a baixos teores de umidade (60% a 75%) são muito próximos uns dos outros. Para teores de umidade mais elevados (94% a 100%), os desvios entre os autores são maiores, notadamente para os resultados obtidos por Bouazza et al. (2002b) para as amostras de GCL agulhado “GCL2”. Esses desvios maiores podem ser facilmente explicados: a um elevado teor de umidade, a permeabilidade é mais baixa e os fluxos de gás medidos em regime permanente são muito mais baixos, portanto mais difíceis de serem medidos, conduzindo a incertezas maiores. O fluxo pode ser aumentado por um incremento do diferencial de pressão, porém, neste caso, corre-se o risco de que a distribuição de umidade dentro do meio poroso seja modificada, obtendo-se consequentemente problemas de repetibilidade. Isto realça o interesse do método de queda de pressão onde é possível trabalhar com muito baixos desvios de pressão e onde é possível observar uma excelente repetibilidade dos resultados para cada amostra ensaiada.

É interessante notar que os resultados dos ensaios contemplados por essa pesquisa realizados com amostras deformadas, o que não corresponde ao caso das demais pesquisas identificadas na Fig. 4.21, mostram que a deformação imposta (1,3%) não teve um efeito de amplificação da permeabilidade ao azoto do GCL. Este resultado pode ser confirmado por pesquisas (LaGatta et al., 1997) que mostram que o GCL é capaz de suportar grandes níveis de deformação de tração sem que sua permeabilidade hidráulica seja afetada. Outros ensaios deverão, portanto, ser conduzidos com deformadas maiores que aquela considerada nessa pesquisa a fim de que se possa determinar o nível de deformação a partir do qual as primeiras fissuras aparecem, conduzindo a um aumento da permeabilidade a gás do GCL.

Os resultados experimentais obtidos validam igualmente a utilização do método de queda de pressão para a medida da permeabilidade a gás de GCLs sob diferentes teores de umidade. Comparado com o método convencional de medida desse parâmetro sob regime de fluxo permanente, o método da queda de pressão fornece resultados similares, porém de uma forma mais rápida e mais simples no que concerne aos equipamentos empregados. De fato, o método de queda de pressão não exige a medida do fluxo de gás que atravessa a amostra de GCL, a qual é efetivamente difícil de ser feita, sobretudo quando o meio poroso se encontra a elevado teor de umidade ou quando os fluxos são muito baixos. Neste caso, não há necessidade de que uma condição permanente de fluxo seja atingida, o que em muitos casos corresponde a um processo longo e fonte de erros. A repetibilidade das curvas de queda de pressão e os resultados obtidos para uma mesma amostra de ensaio reforçam a confiabilidade do método proposto.

Consequentemente, sugere-se que as pesquisas futuras sejam realizadas diminuindo-se a repetição de ensaios sobre cada amostra a fim de que sejam reduzidas as perdas de teor de umidade devidas ao tempo de exposição ao fluxo gasoso (da ordem de no máximo 5% no curso desta pesquisa).

#### **4.8 Resumo e conclusões**

Esse capítulo concerne à pesquisa experimental realizada em laboratório sobre a medida da permeabilidade a gás de GCLs parcialmente hidratados via método de fluxo transiente ou de queda de pressão. Inicialmente, apresentou-se o princípio geral do método de queda de pressão, acompanhado da formulação matemática que o fundamenta e que foi utilizada para determinar a permeabilidade a gás de GCLs sujeitos

a regime de fluxo transitório. O trabalho experimental foi apresentado, com ênfase ao equipamento de ensaio proposto, à instrumentação auxiliar, aos procedimentos de calibração e de preparação das amostras de GCL, à medida dos parâmetros de ensaio, ao procedimento de montagem do ensaio e à realização do ensaio.

As curvas representativas da queda de pressão do gás ao longo do tempo mostraram-se repetitivas para cada amostra de ensaio, assim como os parâmetros delas derivados. Os resultados obtidos foram comparados com aqueles disponíveis na literatura e a ordem de grandeza dos valores obtidos mostrou-se similar à daqueles sob condições similares de hidratação (sem confinamento), teor de umidade de ensaio e tensão confinante de ensaio (20 kPa). As diferenças observadas podem, a princípio, ser justificadas pelas características dos GCLs ensaiados e pelas incertezas nas medidas.

Há atualmente uma carência de ensaios que considerem o efeito combinado da deformação de tração e do teor de umidade sobre a permeabilidade a gás de GCLs. Deformações maiores que aquela imposta nesta pesquisa (1,3%) devem ser consideradas, o que se torna possível através da confecção de moldes porosos similares ao aqui apresentado, porém com deformações maiores. Dada a similaridade dos valores encontrados em relação àqueles encontrados na literatura correspondentes a amostras indeformadas, é provável que a deformada imposta neste trabalho não tenha acarretado nenhuma fissuração capaz de afetar a permeabilidade original ao azoto das amostras de GCL intactas.

Os resultados experimentais obtidos neste trabalho certificam o interesse e a validade do método proposto. Quando comparado ao método convencional de estimativa da permeabilidade a gás de GCLs em regime de fluxo permanente, o método de queda de pressão fornece resultados similares, porém de uma maneira mais rápida e mais simples. Além disso, a repetibilidade das curvas de queda de pressão e dos resultados obtidos para uma mesma amostra de ensaio demonstra uma melhor confiabilidade do método proposto, especialmente para as amostras fortemente saturadas.

Pesquisas adicionais devem ser conduzidas com o propósito de se estudar o efeito das principais variáveis do ensaio: efeito da tensão confinante, da estrutura do GCL, da hidratação sob confinamento, da deformação de tração, do ciclo de umedecimento-secagem, da camada granular sobrejacente, da presença de furos na geomembrana em um revestimento composto do tipo Geomembrana-GCL.

ANEXO

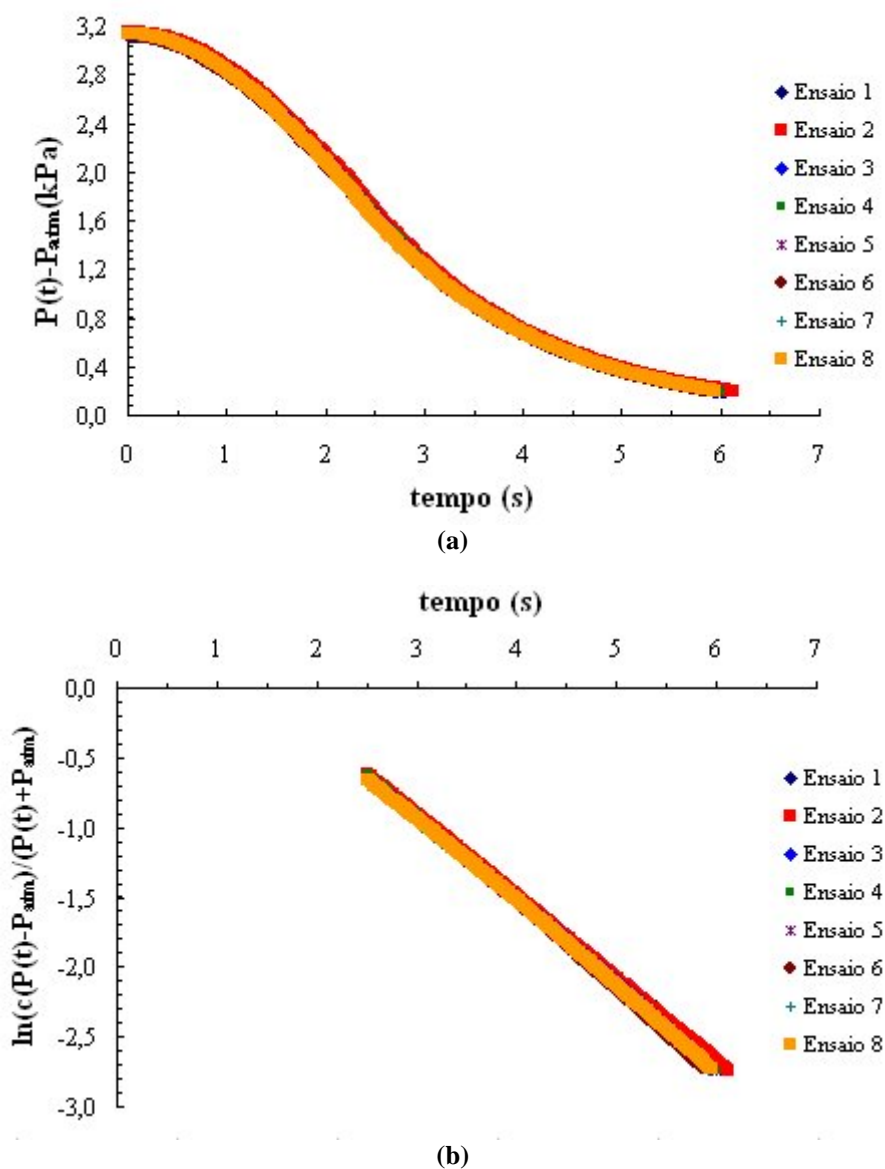


Figura 4.15. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com  $w=60,4\%$ .

Tabela 4.2. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com  $w=60,4\%$ ).

Nº Ensaio	$P_{atm}$ (kPa)	Z (mm)	$s$ ( $s^{-1}$ )	$k$ ( $m^2$ )
1	99,4	7,68	-0,58	2,42E-14
2	99,4		-0,59	2,44E-14
3	99,4		-0,60	2,50E-14
4	99,4		-0,61	2,52E-14
5	99,4		-0,60	2,49E-14
6	99,4		-0,62	2,55E-14
7	99,4		-0,60	2,49E-14
8	99,4		-0,60	2,50E-14

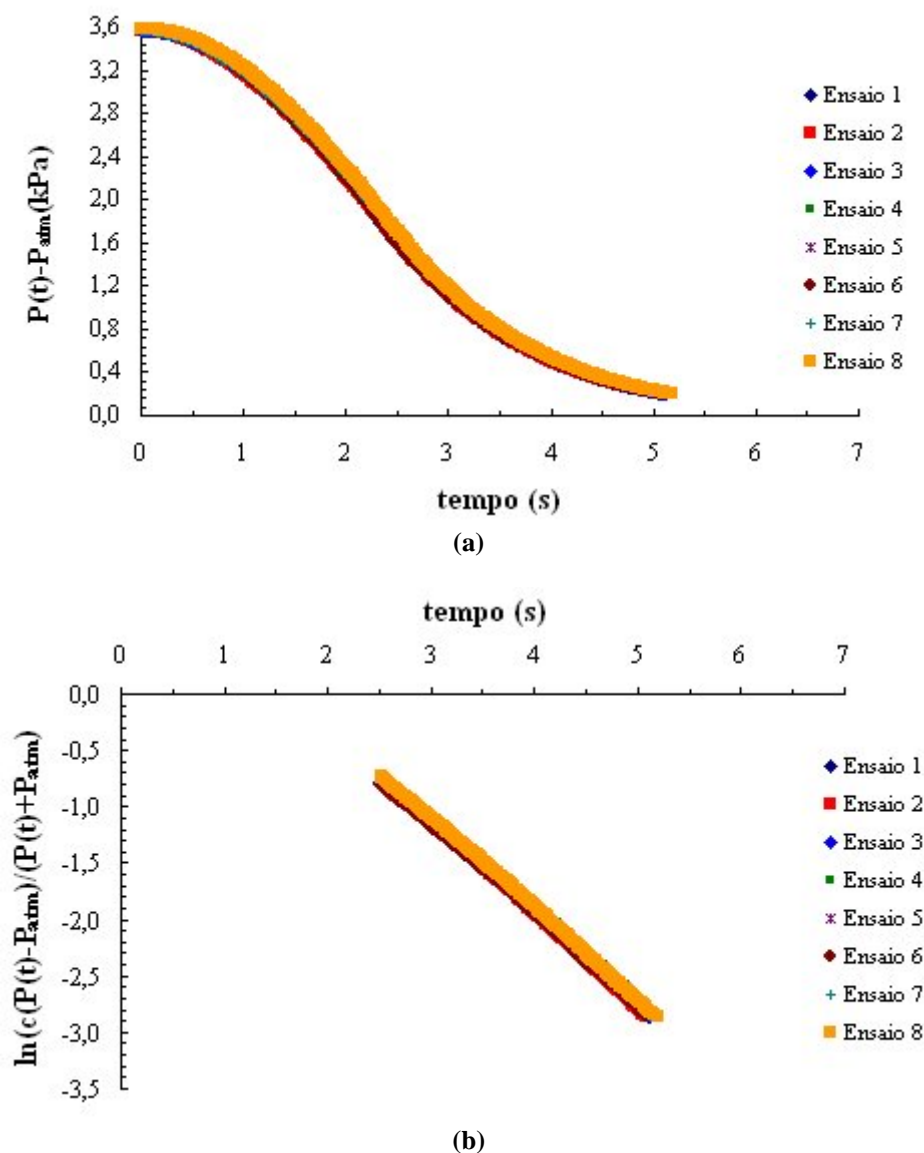


Figura 4.16. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com  $w=66\%$ .

Tabela 4.3. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com  $w=66\%$ ).

Nº Ensaio	$P_{atm}$ (kPa)	Z (mm)	$s$ ( $s^{-1}$ )	$k$ ( $m^2$ )
1	99,0	7,96	-0,80	3,42E-14
2	99,0		-0,81	3,49E-14
3	99,0		-0,79	3,42E-14
4	99,0		-0,79	3,41E-14
5	99,0		-0,81	3,46E-14
6	99,0		-0,80	3,46E-14
7	99,0		-0,80	3,46E-14
8	99,0		-0,80	3,45E-14

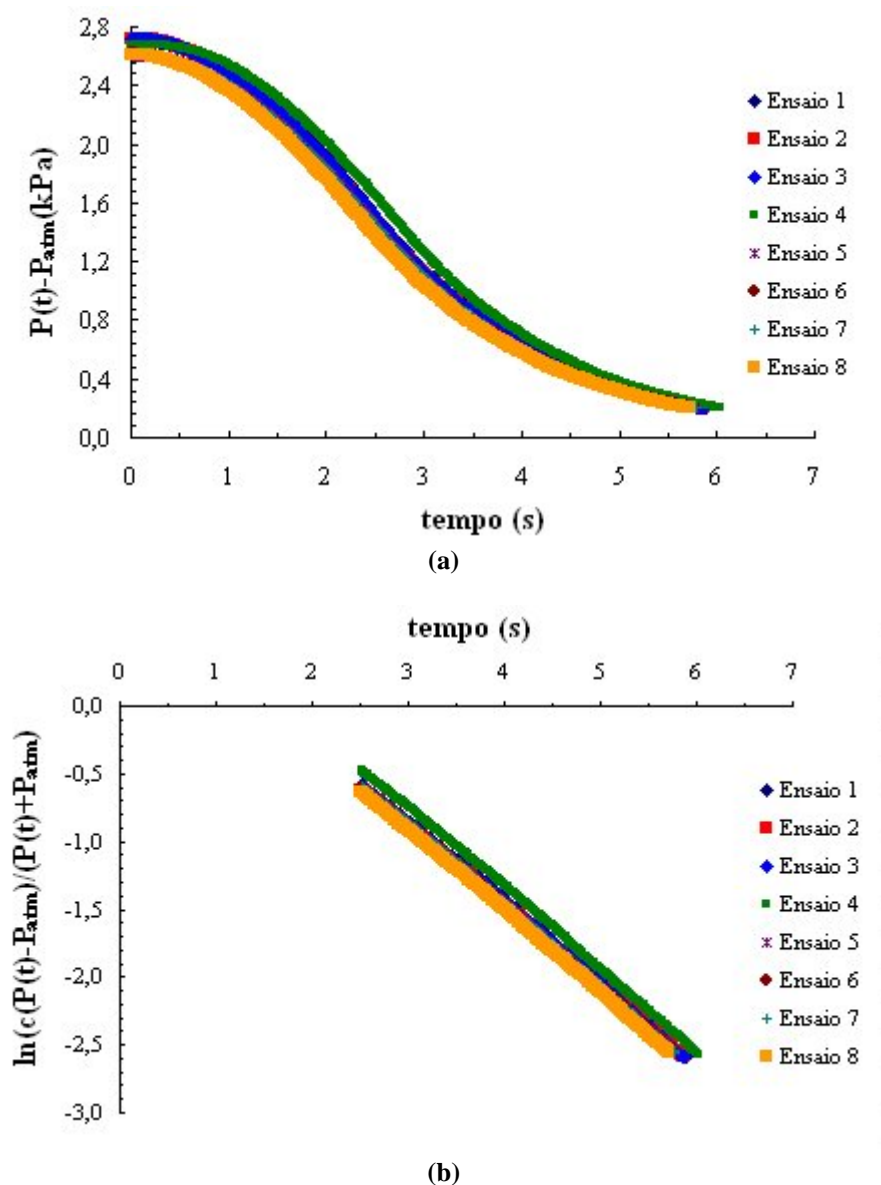


Figura 4.17. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com  $w=72,4\%$ .

Tabela 4.4. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com  $w=72,4\%$ ).

Nº Ensaio	$P_{atm}$ (kPa)	Z (mm)	$s$ ( $s^{-1}$ )	$k$ ( $m^2$ )
1	100,2	7,33	-0,60	2,33E-14
2	100,2		-0,59	2,31E-14
3	100,2		-0,59	2,33E-14
4	100,3		-0,60	2,35E-14
5	100,3		-0,60	2,36E-14
6	100,3		-0,60	2,35E-14
7	100,3		-0,60	2,36E-14
8	100,3		-0,60	2,35E-14



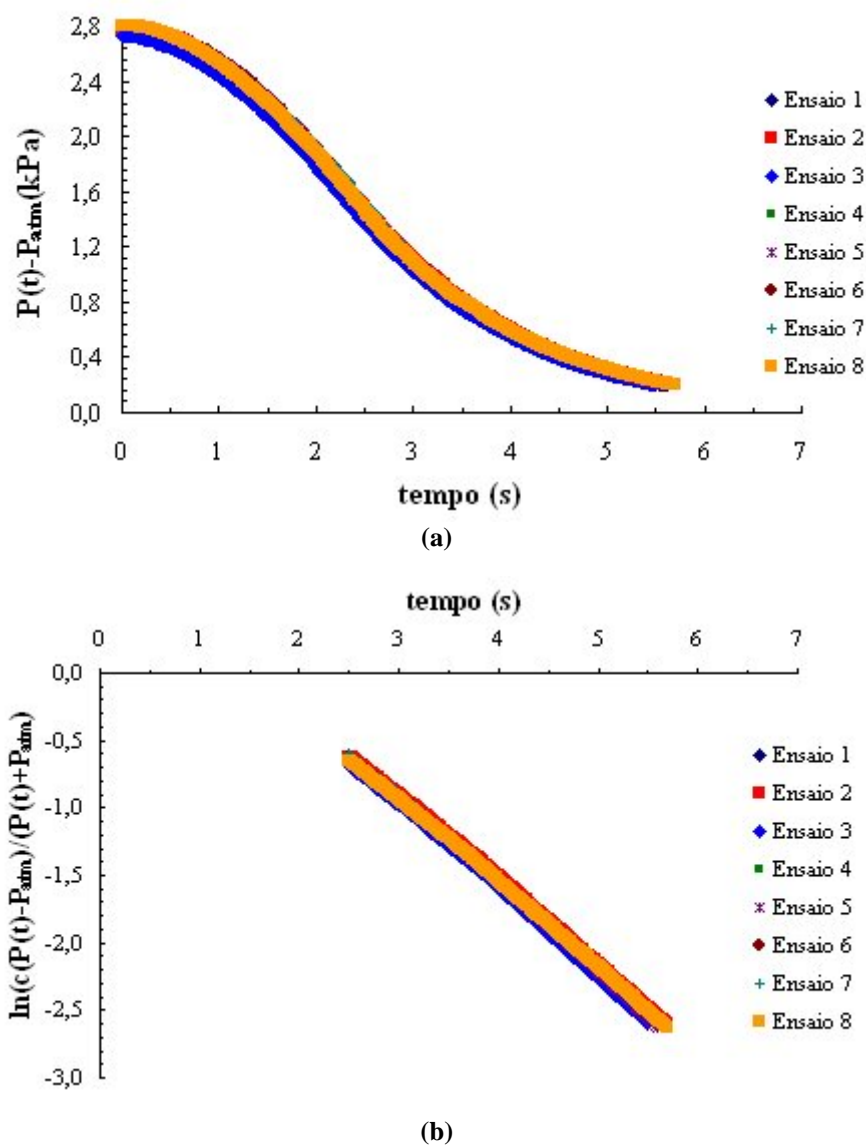


Figura 4.18. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com  $w=73,7\%$ .

Tabela 4.5. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com  $w=73,7\%$ ).

Nº Ensaio	$P_{atm}$ (kPa)	Z (mm)	$s$ ( $s^{-1}$ )	$k$ ( $m^2$ )
1	100,0	7,63	-0,64	2,62E-14
2	100,0		-0,63	2,57E-14
3	100,0		-0,64	2,61E-14
4	100,0		-0,63	2,57E-14
5	100,0		-0,64	2,63E-14
6	100,0		-0,64	2,61E-14
7	100,0		-0,64	2,62E-14
8	100,0		-0,62	2,55E-14

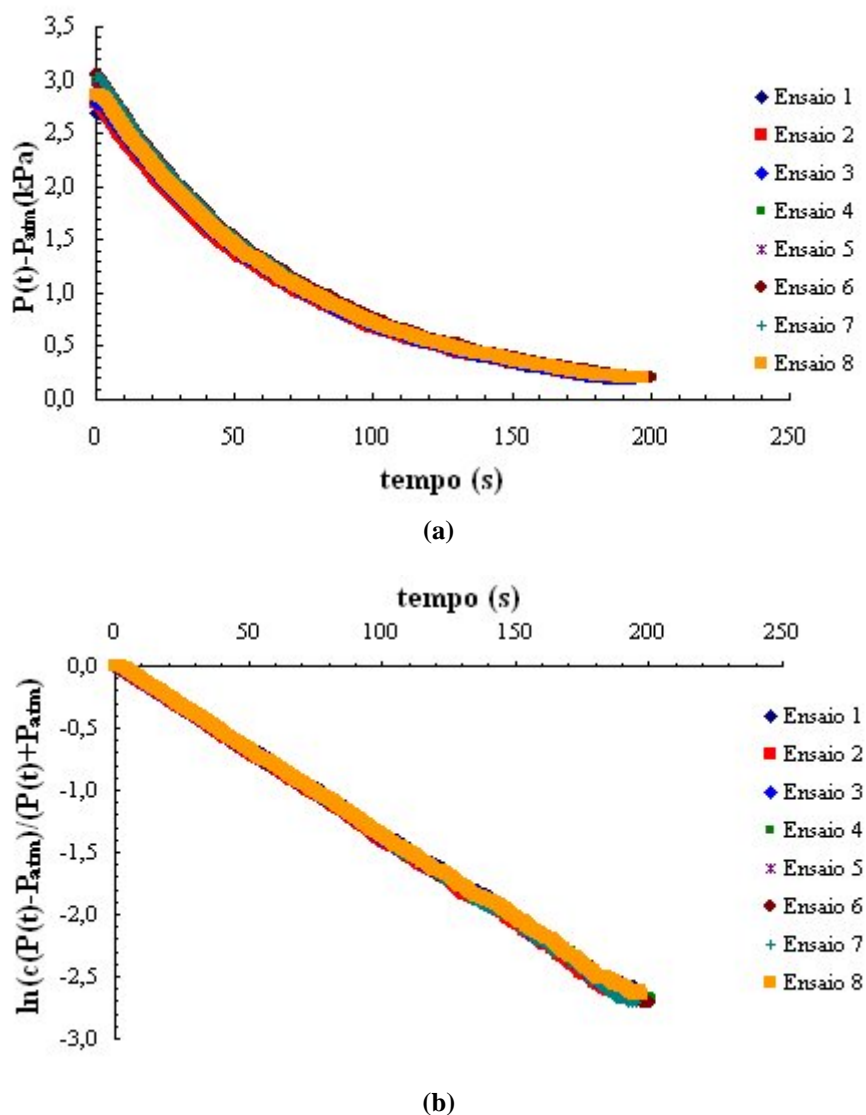


Figura 4.19. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com  $w=94,1\%$ .

Tabela 4.6. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com  $w=94,1\%$ ).

Nº Ensaio	$P_{atm}$ (kPa)	Z (mm)	$s$ ( $s^{-1}$ )	$k$ ( $m^2$ )
1	99,6	93,7	-0,0138	6,95E-16
2	99,7		-0,0140	7,04E-16
3	99,7		-0,0138	6,94E-16
4	99,5		-0,0136	6,85E-16
5	99,5		-0,0139	7,00E-16
6	99,5		-0,0137	6,90E-16
7	99,5		-0,0141	7,10E-16
8	99,6		-0,0137	6,90E-16

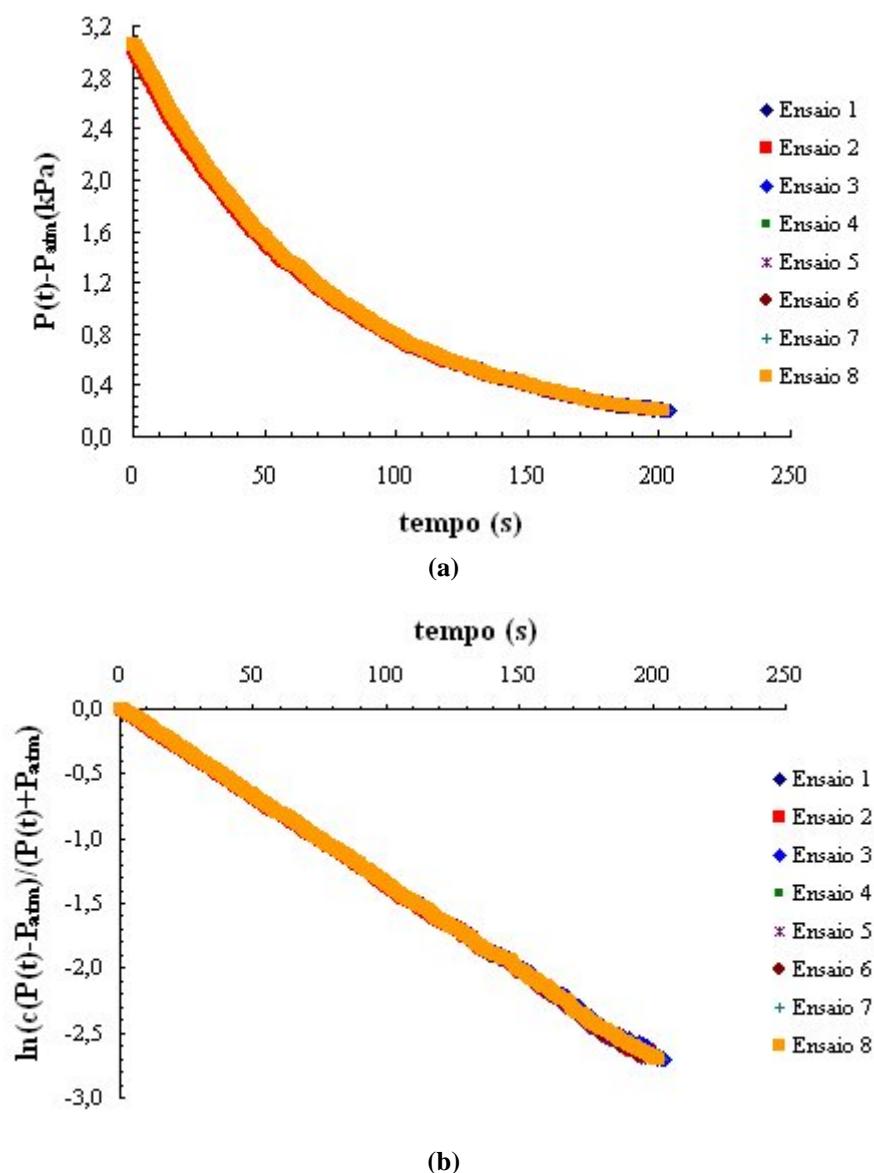


Figura 4.20. Cinética de queda de pressão do gás azoto ao longo do tempo: amostra de GCL com  $w=99,7\%$ .

Tabela 4.7. Resumo dos parâmetros necessários à medida da permeabilidade a gás via método de fluxo transiente e permeabilidade derivada dos ensaios (amostra com  $w=99,7\%$ ).

Nº Ensaio	$P_{atm}$ (kPa)	$Z$ (mm)	$s$ ( $s^{-1}$ )	$k$ ( $m^2$ )
1	99,6	9,37	-0,0135	6,80E-16
2	99,6		-0,0136	6,85E-16
3	99,6		-0,0134	6,75E-16
4	99,6		-0,0136	6,85E-16
5	99,6		-0,0138	6,95E-16
6	99,6		-0,0138	6,95E-16
7	99,6		-0,0136	6,85E-16
8	99,6		-0,0136	6,85E-16

## 5 RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'INTERFACES GEOSYNTHETIQUES

---

### Résumé et conclusions

Ce chapitre concerne la résistance au cisaillement d'interfaces avec géosynthétiques, présentes dans les systèmes d'étanchéité au fond ou en couverture de centres de stockage des déchets. Il est mis en évidence que, outre leur rôle d'assurer l'étanchéité vis-à-vis des flux liquides et gazeux, de tels systèmes doivent être stables vis-à-vis des contraintes de cisaillement auxquelles ils sont soumis pendant la durée de vie du site (§5.1). Plusieurs cas de rupture démontrent l'importance de cet aspect du projet.

Les principes généraux qui gouvernent le mécanisme de mobilisation de résistance des interfaces avec géosynthétiques sont brièvement présentés (§5.2). Il est notamment observé que le comportement au cisaillement de ces interfaces est similaire au comportement des sols (Figure 5.1). Les principaux équipements d'essais employés pour obtenir les paramètres de résistance au cisaillement de différentes interfaces avec géosynthétiques sont ensuite décrits (Figure 5.3 et Tableau 5.1). Des exemples d'essais similaires trouvés dans la littérature sont identifiés. Des résultats obtenus par certains chercheurs mettent en évidence la variation significative des valeurs trouvées (Tableaux 5.2 et 5.3) : constat qui démontre que les résultats obtenus correspondent à des matériaux et à des conditions d'essai spécifiques.

Dans le contexte d'application des géosynthétiques dans les systèmes d'étanchéité, et plus particulièrement en couverture (§5.3), on observe des cas croissants de rupture conduisant à un besoin d'analyses plus précises de la stabilité de l'ensemble, avec une meilleure caractérisation des paramètres de résistance de l'interface. Des considérations générales sur les mécanismes qui peuvent entraîner la rupture du système, avec les méthodes d'analyse les plus fréquemment employées sont décrites. Des informations concernant le choix de la résistance au pic ou résiduel sont également fournies (§5.4). Enfin, des aspects liés au mécanisme de déformation cumulée au niveau de l'interface et ses conséquences sur les paramètres de résistance d'interfaces avec géosynthétiques sont présentés (§5.5), avec les recherches réalisées dans ce domaine (Dove et al., 1996; Dove & Frost, 1996; Dove & Frost, 1999; Zettler et al., 2000; Frost & Lee, 2001; Dove et al., 2006).

Pour conclure, la résistance au cisaillement des GCLs est étudiée (§5.6). Il est observé que, du fait de la faible résistance au cisaillement de la bentonite hydratée, de telles barrières peuvent fournir une surface potentielle de glissement aux systèmes d'étanchéité dont ils font partie (§5.6.1). Les principaux équipements d'essai destinés à déterminer le frottement d'interface des GCLs sont décrits (§5.6.2). Il est mis en évidence une plus grande utilisation de la « boîte de cisaillement » vis-à-vis des équipements « plan incliné » et « anneau de cisaillement » (§5.6.2.4). Une très grande base de données de résistance interne (§5.6.3.2.1, Tableau 5.4, Figures 5.5 et 5.6) et d'interface (§5.6.3.2.2, Tableau 5.5, Figures 5.7, 5.8 et 5.9) des GCLs est présentée et

l'ensemble des résultats montre, eux aussi, la grande variabilité des valeurs trouvées qui peut être justifiée par la variabilité des composantes (géotextile, géomembrane) et du processus de fabrication, par les différences d'équipements et de procédures d'essai et par le type de projet considéré. De manière similaire aux autres géosynthétiques, il est aussi important que les paramètres d'interface des GCLs soient définis en précisant les matériaux et les conditions spécifiques du projet (§5.6.3.3).

## **5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE INTERFACES GEOSSINTÉTICAS**

---

### **5.1 Introdução**

O sistema de revestimento dos taludes laterais de uma instalação de contenção de resíduos não deve ser projetado para garantir exclusivamente sua eficiência como barreira hidráulica de contenção e desvio de fluxo de gases e líquidos, mas também ser estruturalmente estável durante todas as fases do projeto, a saber, durante sua construção, operação e fechamento. Assim, a avaliação de estabilidade é uma consideração crítica quando da realização do projeto de tais taludes laterais, seja no que concerne à camada de revestimento de fundo, seja à camada de cobertura.

Os sistemas de revestimento de instalações de contenção de resíduos tais como aterros sanitários são frequentemente constituídos, conforme descrito anteriormente, de diversas camadas de geossintéticos e solos naturais (sistema multicamadas). Um dos problemas mais importantes relacionados ao uso de geossintéticos nesses sistemas reside exatamente em sua estabilidade quando colocados sobre superfícies inclinadas. Este aspecto se torna ainda mais relevante quando se considera a tendência moderna de otimizar a capacidade de armazenamento dos aterros sanitários mediante a construção de taludes cada vez mais íngremes e profundos.

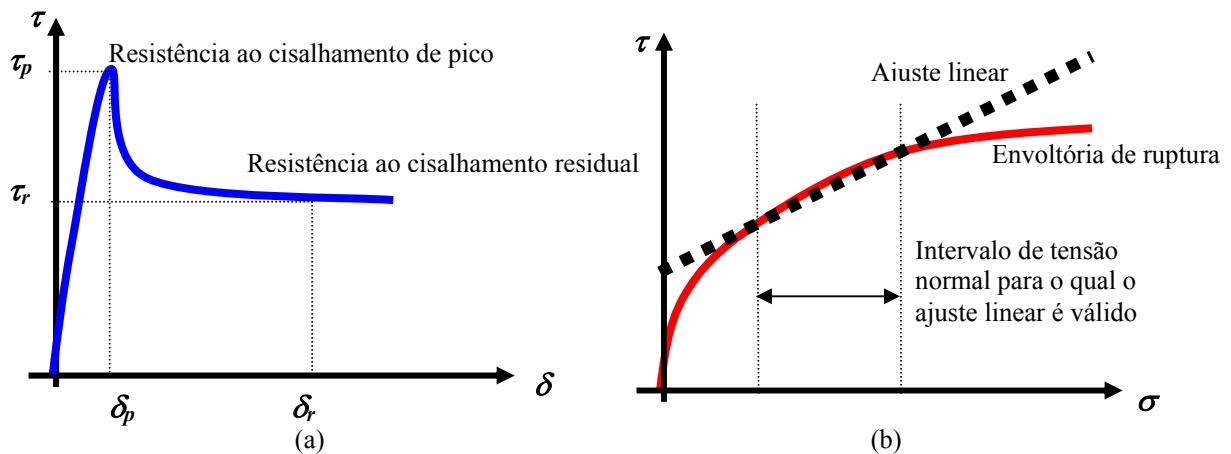
A importância do assunto pode ser revelada pelos vários casos de ruptura de aterros de resíduos reportados a partir da década de 80, justamente quando do início do uso intensivo de geossintéticos em tais obras. A ruptura do aterro de Kettleman Hills (Mitchell et al., 1990; Seed et al., 1990) ensejou uma série de estudos acerca da resistência de interface, assunto que desde então tem merecido a atenção de diferentes pesquisadores, com o aporte de contribuições significativas. Koerner & Soong (2000) retro-analisaram 10 grandes rupturas de aterros sanitários e demonstraram que a análise de estabilidade era mais sensível aos parâmetros de resistência ao cisalhamento definidos para a superfície crítica de deslizamento. Portanto, a despeito de todo o progresso obtido ao longo dos últimos anos, a persistência de alguns insucessos em obra continua a reforçar a necessidade de uma análise apropriada dos fatores que regem a estabilidade de sistemas de revestimento dispostos sobre os taludes das instalações de contenção de resíduos.

### **5.2 Resistência ao cisalhamento de interface: considerações gerais**

As interfaces entre os diferentes materiais que compõem um sistema de revestimento multicamadas frequentemente representam superfícies potenciais de deslizamento que precisam ser consideradas nas análises de estabilidade dos taludes laterais. Alguns insucessos de obra realçaram a importância de uma avaliação apropriada da resistência ao cisalhamento de interface dos diferentes componentes desse sistema. Como resultado, um banco de dados mais amplo encontra-se atualmente disponível e um

progresso significativo foi alcançado quanto ao entendimento e medida da resistência ao cisalhamento de interfaces do tipo solo-geossintético e geossintético-geossintético sob diferentes condições de operação.

A mobilização da resistência ao cisalhamento (tensão cisalhante  $\tau$ ) com o incremento de deslocamento relativo ( $\delta$ ) ao longo de uma interface geossintética pode ser genericamente representada conforme a Figura 5.1a. De forma similar aos solos, o comportamento sob cisalhamento dessas interfaces pode ser caracterizado por uma resistência máxima ou de pico ( $\tau_p; \delta_p$ ), a qual é seguida pelo alcance de um valor limite mínimo correspondente à resistência residual ( $\tau_r; \delta_r$ ). A Figura 5.1b ilustra uma envoltória de resistência ao cisalhamento não-linear, a qual é típica para muitos solos e interfaces geossintéticas. Verifica-se que em alguns intervalos de tensão normal ( $\sigma$ ), a não linearidade é ligeira e um ajuste linear poder ser válido, porém existem intervalos para os quais essa não linearidade é significativa, especialmente quando se considera os trechos de baixas e de altas tensões confinantes.



**Figura 5.1. Resistência ao cisalhamento de interfaces geossintéticas: (a) relação típica tensão cisalhante ( $\tau$ ) versus deslocamento ( $\delta$ ); (b) envoltória de ruptura típica.**

**Figure 5.1. Résistance au cisaillement des interfaces géosynthétiques: (a) rapport contrainte cisailante ( $\tau$ ) versus déplacement ( $\delta$ ); (b) enveloppe de rupture typique.**

O mecanismo de ruptura progressiva ao longo de uma interface geossintética pode ser didaticamente ilustrado com o propósito de representar a mobilização dessa resistência ao longo da vida útil de um dado sistema de revestimento, como aquele correspondente ao sistema de revestimento de fundo de um aterro sanitário (Fig. 5.2). Nesse caso, à medida que o preenchimento do aterro sanitário avança com a colocação do resíduo, a compressão do resíduo pode induzir diferentes quantidades de deslocamento cisalhante em diferentes pontos ao longo do revestimento subjacente.

Durante o estágio I na Figura 5.2, a altura do aterro sanitário é pequena e pouco recalque do resíduo ocorre. Como resultado, os deslocamentos cisalhantes sobre a interface do revestimento são pequenos nas vizinhanças dos pontos A e B, e as respectivas tensões cisalhantes são menores que as resistências de pico em ambos os pontos. Durante o estágio II, a maior quantidade de resíduos aterrados resulta em maiores recalques e consequentemente maiores deslocamentos cisalhantes ao longo da

interface, especialmente nos taludes laterais do aterro sanitário, com a resistência ao cisalhamento de pico sendo completamente mobilizada no ponto B.

Durante o estágio III, maiores deslocamentos cisalhantes conduzem a uma redução pós-pico na resistência ao cisalhamento em B, demandando uma maior resistência ao cisalhamento em A para manter o equilíbrio. Este mecanismo progressivo pode continuar até que os deslocamentos cisalhantes em todos os pontos tenham alcançado ou ultrapassado os valores de pico.

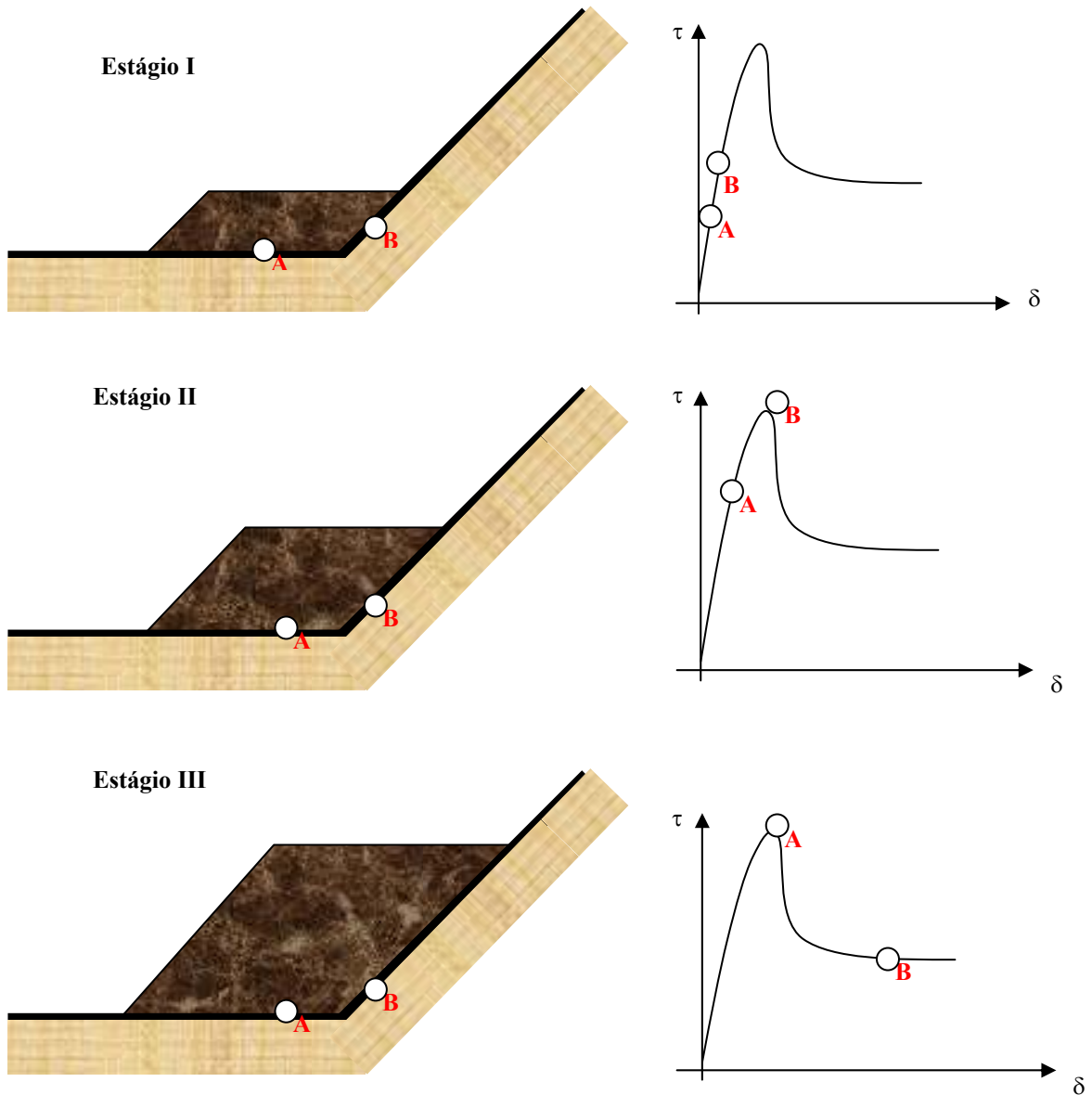


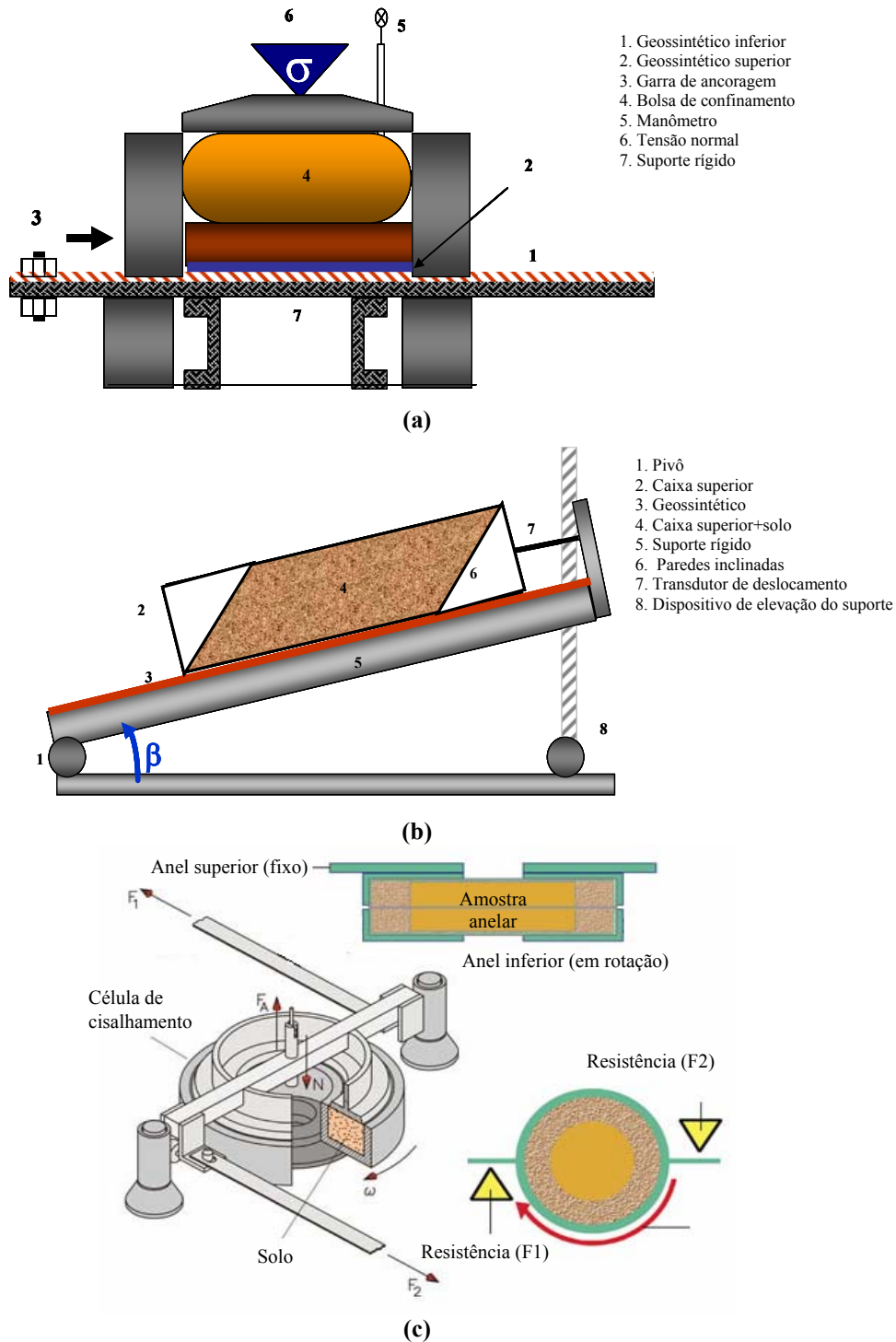
Figura 5.2. Representação esquemática da mobilização progressiva da resistência de interface de um sistema de revestimento de fundo de um aterro sanitário (Filz et al., 2001).

Figure 5.2. Représentation schématique de la mobilisation progressive de la résistance d'interface d'un système d'étanchéité en fond d'un centre de stockage de déchets (Filz et al., 2001).

Diferentes equipamentos de ensaio são atualmente empregados com o propósito de se obter a resistência ao cisalhamento das diferentes interfaces presentes num sistema de revestimento de um aterro sanitário, incluindo a caixa de cisalhamento direto, (empregando caixas de grandes dimensões e de dimensões convencionais), plano



inclinado, cisalhamento em anel (ring shear) e cisalhamento cilíndrico. Uma representação esquemática geral desses equipamentos pode ser vista na Figura 5.3, enquanto que a Tabela 5.1 apresenta as suas principais vantagens e desvantagens. Detalhes desses equipamentos podem ser vistos em Shallenberger & Filz (1996) (cisalhamento direto), Lalarakotoson et al. (1999) e Gourc et al. (2001) (plano inclinado) e Rebelo (2003) e Jones & Dixon (2000) (ring shear).



**Figura 5.3. Representação esquemática geral dos principais tipos de equipamentos empregados na determinação da resistência de interfaces envolvendo geossintéticos.**

**Figure 5.3. Représentation générale des principaux types d'équipements destinés à la détermination de la résistance d'interface des géosynthétiques.**

**Tabela 5.1. Resumo das vantagens e desvantagens associadas com os equipamentos de ensaio para medidas da resistência ao cisalhamento de interfaces geossintéticas (Bouazza et al., 2002a).**

**Tableau 5.1. Résumé des avantages et des désavantages liés aux équipements d'essai destinés à la détermination de la résistance d'interface des géosynthétiques (Bouazza et al., 2002a).**

Equipamento	Vantagens	Desvantagens
Caixa de cisalhamento direto de grandes dimensões	Dispositivo padrão da indústria Grandes dimensões Grandes deslocamentos Menores efeitos de contorno Protocolo de preparação da amostra	Atrito do equipamento Excentricidade da carga Deslocamento contínuo limitado Tensões normais limitadas Alto custo
Caixa de cisalhamento direto de grandes deslocamentos	Grande área de interface Capaz de detectar efeitos de extremidade Determinação da resistência residual com um dispositivo de deslocamento linear	Influência dos efeitos de extremidade Disponibilidade
Caixa de cisalhamento direto convencional	Vasta experiência com solo Baixo custo Grandes tensões normais Protocolo de preparação das amostras	Limitada experiência com geossintéticos Atrito do equipamento Excentricidade da carga Pequenas dimensões Deslocamento limitado Efeitos de contorno
Anel de cisalhamento (ring shear)	Deslocamento contínuo ilimitado	Atrito do equipamento Mecanismo de cisalhamento não comparável àquele exibido em campo Pequenas dimensões Alto custo Nenhuma restrição lateral à migração de solos plásticos
Plano inclinado	Efeitos mínimos do equipamento Efeitos de contorno mínimos Capacidade de monitoramento das forças de tração Baixas tensões normais Baixo custo	Deslocamento contínuo limitado Tensão normal limitada Nenhum comportamento pós-pico
Cisalhamento cilíndrico	Deslocamento contínuo ilimitado Melhor controle do confinamento durante o cisalhamento Maior tamanho das amostras com menor efeito de bordas Área de cisalhamento permanece constante Direção constante do deslocamento cisalhante	Disponibilidade apenas com materiais secos Nenhuma restrição à migração de solos plásticos

Desses tipos de ensaios, os mais empregados para a avaliação da resistência de interfaces geossintético-geossintético e solo-geossintético têm sido as caixas de cisalhamento direto de grandes dimensões. Esses ensaios são regidos pelas normas ASTM D 5321, destinada aos geossintéticos em geral, e ASTM D 6243, específica para os GCLs. Excluindo as pesquisas relacionadas aos GCLs, as quais serão tratadas em tópicos futuros, exemplos de pesquisas destinadas a caracterizar a resistência de

interfaces contemplando geossintéticos podem ser vistos em Swan Jr (1987), Garbulewski (1991), Lydick & Zagorski (1991), Swan Jr et al. (1991), Giroud et al. (1993), Fishman & Pal (1994), Masada et al. (1994), Vaid & Rinne (1995), Giroud et al. (1995), Reddy et al. (1996), Dove & Frost (1996), Shallenberger & Filz (1996), Gilbert & Byrne (1996), Dove et al. (1996), Koerner et al. (1997), Thiel (1998), Russel et al. (1998), Yegian & Kadakal (1998), Tan et al. (1998), De & Zimmie (1998), Lalarakotoson et al. (1999), Jones & Dixon (2000), Zettler et al. (2000), Wasti & Ozduzgun (2001), Gourc et al. (2001), Lopes et al. (2001), Frost & Lee (2001), Hillman & Stark (2001), Ling et al. (2002), Palmeira et al. (2002), Briançon et al. (2002), Frost et al. (2002), Narejo (2003), Hsieh & Hsieh (2003), Reyes-Ramirez & Gourc (2003), Gourc et al. (2004), Akpinar & Benson (2005), Dejong & Westgate (2005), Hebel et al. (2005), Dixon et al. (2006), Li & Imaizumi (2006), Bergado et al. (2006), Zabielska-Adamska (2006), Li & Gilbert (2006), Fleming et al. (2006), Krhan et al. (2007), Kim & Frost (2007), Sia & Dixon (2007), Wu et al. (2007). Vários intervalos de valores de resistência ao cisalhamento de interfaces geossintético-geossintético e solo-geossintético coletados da literatura são fornecidos na Tabela 5.2.

**Tabela 5.2. Intervalos de valores de ângulos de atrito de interfaces geossintético-solo e geossintético-geossintético presentes em sistemas de revestimento de aterros sanitários (Manassero et al., 2000).**  
**Tableau 5.2. Valeurs d'angle de frottement des interfaces géosynthétique-sol et géosynthétique-géosynthétique qui font partie des systèmes d'étanchéité des centres de stockage de déchets. (Manassero et al., 2000).**

Interfaces geossintético-solo	
Interface	Ângulo de atrito de interface (°)
Geomembrana (PEAD)-Areia	15-28
Geomembrana (PEAD)-Argila compactada	5-29
Geotêxtil-Areia	22-44
GCL-Areia	20-25
GCL-Argila compactada	14-16
Geomembrana texturizada (PEAD)-Argila compactada	7-35*
Geomembrana texturizada (PEAD)-Pedregulho	20-25
Geomembrana texturizada (PEAD)-Areia	30-45
Geotêxtil-Argila compactada	15-33
*Coesão: 20-30 kPa	
Interfaces geossintético-geossintético	
Interface	Ângulo de atrito de interface (°)
Georrede-Geomembrana (PEAD)	6-10
Geomembrana (PEAD)-Geotêxtil	8-18
Geotêxtil-Georrede	10-27
GCL-Geomembrana texturizada (PEAD)	15-25
GCL-Geomembrana (PEAD)	8-16
GCL-GCL	8-25**
Geomembrana texturizada (PEAD)-Georrede	10-25
Geomembrana texturizada (PEAD)-Geotêxtil	14-52
**Coesão: 8-30 kPa	

Nota: PEAD: PoliEtileno de Alta Densidade

O amplo intervalo de variação observada se deve à variabilidade dos materiais geossintéticos, às condições de ensaio, aos protocolos de ensaio e ao equipamento de ensaio. Deve-se ressaltar que os valores publicados correspondentes ao atrito de interface não podem ser usados para fins de projeto sem ao menos uma revisão cuidadosa dos materiais de ensaio, das condições de ensaio e do método de ensaio. Para fins de projeto, é de importância fundamental determinar a resistência de interface com base na realidade específica de cada situação de campo. Com base num vasto banco de dados, a saber, 2259 valores de resistência ao cisalhamento de pico e residual relacionados a interfaces comumente encontradas em sistemas de revestimento de aterros sanitários, Dixon et al. (2006) apresentam um conjunto de informações sobre a variabilidade das resistências de interface medidas em laboratório (Tabela 5.3). Em alguns casos, o ajuste linear do conjunto de dados resultou em valores negativos do intercepto coesivo. Salienta-se que interfaces envolvendo GCLs não foram consideradas por esses autores.

**Tabela 5.3. Resumo dos conjuntos de dados de resistência ao cisalhamento de interfaces geossintéticas (adaptado de Dixon et al., 2006).**

**Tableau 5.3. Résumé des données de résistance au cisaillement des interfaces géosynthétiques (Dixon et al., 2006).**

Tipo de interface	Tipo de conjunto de dados	Nº de pontos (pico; residual)	Parâmetros de resistência de pico (coesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Parâmetros de resistência residual (coesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Intervalo de tensão normal (kPa)
GM PEAD lisa/ GT NT	Banco de dados interno Literatura	52;52 45;30	-0,7;10	0,8;6,1	3-525
GM PEAD texturizada/GT NT	Banco de dados interno Literatura Comparação inter-laboratórios	116;130 16;14 206;0	8,1;25,9	6,0;12,4	12-383
GM PEAD lisa/solo grosso	Banco de dados interno Literatura	15;15 133;45	-7,3;25,2	0,8;17,8	10-1794
GM PEAD texturizada/ solo grosso	Banco de dados interno Literatura Criley & Saint John (1997)	30;29 27;15 122;122	8,4;33,1	9,8;30,5	5-720
GT NT/solo grosso	Banco de dados interno Literatura Comparação inter-laboratórios	36;36 206;78 286;0	3,6;35	4,2;34,2	5-575
GM PEAD lisa/ solo fino	Banco de dados interno Literatura	9;9 143;187	c	c	5-718
GM PEAD texturizada/solo fino	Banco de dados interno Literatura Criley & Saint John (1997)	41;41 53;38 91;91	c	c	7-958

**GM PEAD: Geomembrana de PoliEtileno de Alta Densidade; GT NT: Geotêxtil Não Tecido; a: em kPa; b: em graus; c: ajuste linear não foi possível para o conjunto de dados.**

Na organização do banco de dados referente a cada interface, os autores identificaram três categorias de origem das informações, a saber, valores da literatura (em geral artigos registrando um pequeno número de resultados para cada interface), um banco de dados interno dos próprios autores, o que compreende resultados de ensaios para fins de projeto e de pesquisa mediante uso de equipamento e especificação de ensaio comuns, e valores de estudos de repetibilidade realizados em um único laboratório mediante emprego de um único equipamento e com o mesmo operador. Os respectivos parâmetros de coesão e de ângulo de atrito de interface foram derivados do ajuste linear dos dados, o que não foi possível para algumas interfaces consideradas.

A evidência crescente de que os valores de resistência ao cisalhamento de interface medidos em laboratório mostram uma variabilidade considerável, reforçada pela taxa relativamente alta de rupturas de aterros sanitários, tem conduzido alguns pesquisadores a propor que a avaliação de risco mediante análise de probabilidade à ruptura seja usada para quantificar incertezas na seleção da resistência ao cisalhamento de interface apropriada. Informações adicionais sobre esse assunto podem ser obtidas em Koerner & Koerner (2001), Sabatini et al. (2002) e McCartney et al. (2004).

### 5.3 Sistema de cobertura de aterros sanitários

As instalações de contenção de resíduos devem ter um sistema de cobertura provisório ou final destinado a minimizar a infiltração de água para o interior do material aterrado, a minimizar a erosão do solo de cobertura e a controlar o transporte de gases oriundos seja da atmosfera, seja do processo de decomposição do resíduo. Assim como o sistema de revestimento de fundo, o sistema de cobertura pode contemplar uma série de materiais naturais (solos) ou geossintéticos a fim de garantir o cumprimento dos aspectos funcionais supramencionados, o que invariavelmente acaba gerando uma série de preocupações geotécnicas relacionadas à estabilidade do sistema, seja no que concerne às interfaces, seja no que concerne ao solo de cobertura. Estas preocupações são amplificadas pela tendência moderna de se projetar estruturas cada vez mais compostas, executadas segundo taludes cada vez mais íngremes e assentadas sobre materiais extremamente compressíveis, no caso os resíduos aterrados. A Figura 5.4 mostra um exemplo típico de um sistema de cobertura de um aterro sanitário constituído por diferentes componentes minerais e geossintéticos.

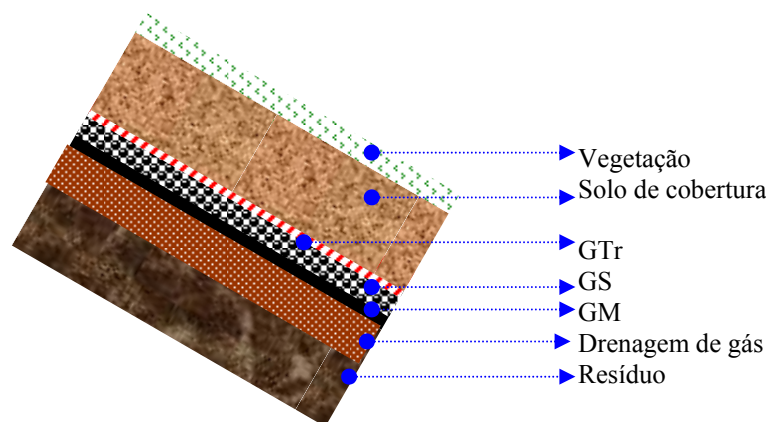


Figura 5.4. Exemplo de sistema de cobertura de aterro sanitário.

Figure 5.4. Exemple d'un système de couverture d'un centre de stockage de déchets.

Nesse exemplo, o geotêxtil de reforço (GTr) se presta a garantir a estabilidade do solo de cobertura e a impedir a colmatação do elemento drenante, no caso um geoespaçador (GS). A geomembrana (GM) subjacente ao geoespaçador e sobrejacente ao resíduo funciona como barreira de fluxo, devendo, portanto, ser submetida ao mínimo de esforço de tração possível a fim de preservar sua integridade física.

Numerosos problemas de estabilidade do sistema de cobertura têm sido identificados, resultando em deslizamentos cujas conseqüências variam de relativamente pequenas (permitindo uma rápida reparação) a muito grandes (resultando em conflitos judiciais e financeiros entre as partes envolvidas). O número dessas ocorrências parece ter aumentado ao longo dos últimos anos. Para exemplificar, Soong & Koerner (1995) descrevem alguns casos de ruptura do solo de cobertura decorrente de tensões induzidas pela percolação.

Embora as diferentes interfaces do sistema de cobertura sejam potencialmente passíveis de desencadear o processo de instabilização, o deslizamento de camadas de solo de cobertura dispostas acima de barreiras minerais e geossintéticas, tais como geomembranas, GCLs e argilas compactadas, tem despertado uma preocupação particular visto que i) tais barreiras geralmente representam uma interface de baixa resistência relativamente ao solo colocado acima dele, ii) o sistema de revestimento é orientado na direção do deslizamento potencial, iii) os planos potenciais de cisalhamento são geralmente lineares e essencialmente ininterruptos ao longo do talude e iv) o líquido percolante é impedido de percolar através da seção transversal devido à presença da barreira. Quando tais taludes são relativamente íngremes e ininterruptos ao longo de sua extensão, o que corresponde à meta de maximização da capacidade de armazenamento de aterros sanitários, a situação torna-se mais crítica.

Diversos métodos de cálculo são empregados para fins de análise da estabilidade de sistemas de revestimento de cobertura. Os métodos de equilíbrio limite são os mais comuns e se baseiam essencialmente na avaliação do equilíbrio de forças e de momentos do talude analisado ao longo de um plano de deslizamento assumido. O resultado dessa análise é apresentado em termos de um fator de segurança definido como a relação entre a resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de deslizamento e as tensões cisalhantes atuantes ao longo dessa mesma superfície. Uma característica desse método é que ele presume que o fator de segurança calculado é o mesmo ao longo de toda a superfície de deslizamento, o que significa dizer que a distribuição de tensão cisalhante ao longo desse plano é simplisticamente assumida como correspondente a uma percentagem da resistência ao cisalhamento.

Ressalta-se que tais análises não levam em consideração a deformação elástica ou plástica dos elementos do sistema, a qual é relevante quando se deseja decidir quanto à resistência de pico ou residual a ser adotada. Exemplos de aplicação desses métodos em análises de estabilidade de sistemas de revestimento podem ser vistos em Koerner & Hwu (1991), Giroud & Beech (1989) e Koerner & Soong (2005). Esses últimos apresentam uma série de cenários de projeto que podem resultar seja na redução (cargas de equipamento, forças de percolação e cargas sísmicas), seja no aumento (bermas, cobertura de espessura variável e reforço do solo de cobertura) do fator de segurança do sistema de revestimento relativamente às tensões de natureza exclusivamente gravitacional.

Em contraste, os métodos numéricos de análise permitem calcular a distribuição de tensões e de deformações ao longo do plano de deslizamento. Além das considerações de equilíbrio, essas análises contemplam as propriedades de rigidez dos componentes da interface e alguns modelos permitem também o cálculo da mudança da resistência ao cisalhamento de interface com o deslocamento relativo. O resultado dessas análises é geralmente apresentado em termos da distribuição das tensões cisalhantes atuantes e dos deslocamentos. Exemplos de aplicação podem ser encontrados em Byrne (1994), Yi et al. (1995), Villard (1996) e Villard et al. (1999).

Tais análises, obviamente, demandam os valores de resistência de interface de pico e residual dos componentes do sistema de revestimento passíveis de serem empregados em obra, e a precisão das análises dependerá da precisão com que tais parâmetros são obtidos em laboratório.

#### **5.4 Resistência ao cisalhamento de pico ou residual**

Conforme visto, uma das principais preocupações com o uso de geossintéticos em taludes laterais é seu comportamento quando sujeito às tensões cisalhantes. Sua estabilidade é controlada pela resistência ao cisalhamento mobilizada nas respectivas interfaces do sistema de revestimento. Em geral, estas apresentam um comportamento sob deformação do tipo “softening” (amolecimento plástico), o que significa que quando estas interfaces são cisalhadas, a resistência ao cisalhamento de pico é mobilizada com uma pequena quantidade de deslocamento e então a resistência decresce a um valor residual a deslocamentos significativamente maiores.

Com este tipo de comportamento, existe sempre uma questão quanto à escolha da resistência de pico ou residual para fins de análise de estabilidade do sistema de revestimento. Muitos pesquisadores (Mitchell et al., 1990; Takasumi et al., 1991; Yegian & Lahlaf, 1992; Stark & Poeppel, 1994; Stark et al., 1996; Dove & Frost, 1999) têm mostrado que a resistência ao cisalhamento de interface residual pode ser de 50 a 60% menor que a resistência ao cisalhamento de interface de pico e, portanto, o emprego de uma resistência residual em projeto implica em taludes substancialmente menos íngremes, menor capacidade de armazenamento de resíduos e menor lucro ao proprietário da obra. Em contrapartida, um bom número de casos históricos (Seed et al., 1990; Seed & Boulanger, 1991; Stark, 1999) mostra que uma superestimativa da resistência ao cisalhamento de interfaces geossintéticas pode conduzir à instabilidade dos taludes laterais, resultando em custos substanciais de remediação.

Particularmente no que concerne às investigações relacionadas à ruptura do aterro sanitário de Kettleman Hills, Mitchell et al. (1990) destacaram a importância da resistência residual de interface correspondente aos diferentes componentes do sistema de revestimento de fundo, sendo seus resultados de ensaio exemplos particularmente instrutivos dos valores e da variabilidade da resistência de interfaces que contemplam materiais geossintéticos. Um grande número de outras referências técnicas realça a importância da resistência residual e sua implicação sobre o projeto desse sistema de revestimento (Stark & Poeppel, 1994; Jones & Dixon, 2000; Filz et al., 2001; Gilbert, 2001; Thiel, 2001).

No que concerne ao sistema de revestimento de fundo, a resistência residual pode ser mobilizada por muitas razões, incluindo o recalque do resíduo ou a fluência que conduz



a deslocamentos cisalhantes ao longo de interfaces específicas, as atividades de colocação do resíduo, o movimento lateral do resíduo compressível, as atividades construtivas do sistema de revestimento, os efeitos de expansão-contração térmicos dos geossintéticos, o mecanismo de transferência de tensões entre os resíduos dos taludes laterais e aqueles da base do aterro, a incompatibilidade de deslocamentos ou de deformações entre os resíduos e a interface geossintética de interesse e os deslocamentos induzidos por eventos sísmicos.

No caso do sistema de cobertura, retro-análises de casos de ruptura têm mostrado que a resistência de interface de pico é mobilizada ao longo de todo o sistema. Isto resulta de uma série de razões, incluindo a existência de baixas tensões cisalhantes e de baixas tensões normais (o que limita os danos induzidos pelos deslocamentos cisalhantes sobre a interface geossintética), os menores deslocamentos cisalhantes requeridos para a transferência de tensões no solo de cobertura e os menores recalques sofridos pela camada de cobertura, esses dois últimos aspectos em comparação aos resíduos sólidos sobrejacentes ao sistema de revestimento de fundo.

Embora existam ocasiões que favoreçam a incidência de consideráveis deslocamentos cisalhantes induzidos pelas operações construtivas, estes deslocamentos podem ser minimizados pela colocação dos materiais de cobertura de baixo para cima ao longo dos taludes laterais ou pela inclusão de reforços de tração (Koerner & Soong, 1998). Sistemas de cobertura reforçados com elementos de resistência à tração (elementos uniaxiais de reforço, fibras de reforço aleatoriamente distribuídas) podem limitar o deslocamento progressivo sobre a interface mais fraca, e, portanto, uma resistência ao cisalhamento residual não seria mobilizada. Neste caso, recomenda-se que a estabilidade do sistema de cobertura seja analisada usando-se a resistência de pico da interface mais fraca com um fator de segurança maior do que 1,5 (Stark & Choi, 2004). Informações sobre reforço de camada de cobertura podem ser obtidas em Bouazza et al. (2002a).

Existem algumas situações, porém, onde a resistência ao cisalhamento de interface residual com um fator de segurança maior que a unidade deve ser usada no projeto do sistema de cobertura. Se o ângulo de inclinação do talude lateral do sistema de revestimento final é maior do que aquele correspondente à resistência de pico da interface mais fraca, um mecanismo de ruptura progressiva pode ser deflagrado (Gilbert & Byrne, 1996), situação na qual as forças instabilizadoras excedem a resistência ao cisalhamento mobilizada nessa interface. Outra situação que requer o uso da resistência residual corresponde àquela onde grandes deslocamentos podem ser induzidos na interface por conta de fenômenos sísmicos. Deslocamentos cisalhantes induzidos por fenômenos de expansão-contração térmicos e por deficiências do sistema de ancoragem dos geossintéticos podem também incidir sobre as interfaces do sistema de cobertura, contribuindo para que condições residuais sejam atingidas.

### **5.5 Deformação cisalhante induzida e resistência de interfaces geossintéticas**

Sob condições normais de operação, os geossintéticos empregados em sistemas de revestimento de aterros sanitários são submetidos a deformações uniaxiais e multiaxiais induzidas, por exemplo, por deficiências do sistema de ancoragem, pelos recalques diferenciais e por variações térmicas. Esse mecanismo de deformação induzida pode alterar a superfície geossintética, afetando consequentemente a resistência de interface.

Embora a literatura seja rica em estudos sobre a relação entre o atrito e o desgaste superficial, pouca desta informação se encontra aplicável aos sistemas geotécnicos. Recentemente, algumas pesquisas têm realçado o efeito da deformação induzida sobre as propriedades de interface de sistemas geossintéticos. Esses estudos contemplam tanto interfaces do tipo solo-geossintético, como interfaces do tipo geossintético-geossintético e ressaltam a importância do conhecimento dos mecanismos de interação à modelagem e ao entendimento do comportamento real em campo de sistemas geotécnicos que incorporam tais interfaces. Fatores como microtopografia inicial da superfície geossintética, forma e dureza relativa das partículas, rigidez dos geossintéticos, magnitude da tensão normal e morfologia do geossintético são identificados como intervenientes no processo.

No que concerne aos geossintéticos, tem sido visto que as deformações plásticas e o processo de desgaste resultam em danos superficiais que se manifestam sob a forma de ranhuras. Em alguns casos, tem sido constatado que um regime estacionário de atrito não tem sido atingido em ensaios de laboratório. Contrariamente, tem sido visto que a resistência ao cisalhamento decresce monotonicamente dentro do intervalo de deslocamento máximo permitido pelo dispositivo de cisalhamento. Observações de superfícies de polímeros e de perfis topográficos de superfície feitos após ensaios convencionais de cisalhamento de interface indicam que a profundidade, o espaçamento e a distribuição das ranhuras variam amplamente. No caso de materiais sintéticos, tem sido postulado que tensões de contato superiores às suas respectivas tensões de escoamento dominam o comportamento cisalhante global da interface (Dove & Frost, 1999). A quantidade de deslocamento cisalhante tem sido identificada como capaz de afetar fortemente o comportamento cisalhante de interfaces geossintéticas (Zettler et al., 2000; Dove et al., 2006).

A relevância do assunto tem sido reforçada pelo uso crescente de técnicas de medida de rugosidade superficial para avaliar o desempenho de estruturas geossintéticas compostas, especialmente aquelas envolvidas em projetos de aterros sanitários (Dove et al., 1996; Dove & Frost, 1996). Essas medidas quantitativas têm servido de base para a investigação do papel exercido pela topografia superficial sobre o mecanismo de cisalhamento de interfaces geossintéticas, seja no que concerne à resistência de pico, seja no que concerne à resistência residual, e têm fornecido aos projetistas uma base quantitativa útil à escolha de interfaces geossintéticas que melhor se adequem às deformações induzidas previstas em obra (Frost & Lee, 2001).

## **5.6 Resistência ao cisalhamento de GCLs**

### **5.6.1 Introdução**

A principal preocupação de projeto quando GCLs são colocados em contato com outros geossintéticos ou solos sobre um talude é a resistência ao cisalhamento de interface, a qual deve ser suficientemente alta para transmitir as tensões cisalhantes que podem ser geradas ao longo do tempo de vida útil da instalação de contenção de resíduos. Outra preocupação é a possível ruptura interna do GCL, ou seja, dentro da bentonita ou na interface entre a bentonita e os geossintéticos que a confinam ou a suportam. Portanto, as resistências ao cisalhamento interna e de interface de GCLs são necessárias às análises de estabilidade estática ou sísmica de instalações de contenção de resíduos e outras que incorporam estes materiais como barreiras hidráulicas. Particular atenção é

frequentemente dada a tais resistências em função da componente bentonita, cujas propriedades de resistência ao cisalhamento são baixas quando hidratada, podendo fornecer uma superfície potencial de deslizamento do sistema de revestimento ao qual o GCL faz parte.

Os valores de resistência ao cisalhamento interno e de interface de GCLs mostram uma variabilidade significativa, a qual pode ser justificada pela variabilidade de seus materiais componentes (geotêxtil, geomembrana), do processo de fabricação, pelas diferenças nos equipamentos e procedimentos de ensaio e pelo tipo de projeto considerado. Assim, de forma similar às recomendações para os outros materiais geossintéticos, é amplamente reconhecido que os parâmetros de resistência ao cisalhamento pertinentes a projetos envolvendo GCLs devem ser obtidos considerando-se produtos específicos e condições de ensaio similares àquelas esperadas em obra.

As resistências ao cisalhamento interno e de interface de GCLs são rotineiramente medidas em laboratório e são dependentes de muitos fatores. O entendimento do efeito e da importância destes fatores tem evoluído ao longo dos últimos anos e novas informações esclarecedoras têm tornado-se regularmente disponíveis. Informações sobre os fatores intervenientes na determinação dos parâmetros de resistência de GCLs em ensaios de laboratório podem ser vistos em Fox & Stark (2004).

## **5.6.2 Equipamentos de ensaio**

### **5.6.2.1 Caixa de cisalhamento direto**

A resistência ao cisalhamento de GCLs, seja interna, seja de interface, tem sido medida predominantemente via uso do equipamento de cisalhamento direto. Esse dispositivo apresenta a vantagem de promover o cisalhamento em uma dada direção, o que combina com o comportamento de campo e é particularmente importante para GCLs e interfaces GCL que exibem uma anisotropia no plano de cisalhamento. Além disso, as amostras de ensaio de cisalhamento direto podem ser relativamente grandes e o deslocamento cisalhante é teoricamente uniforme sobre tais amostras, o que tende a minimizar os efeitos de ruptura progressiva e permitir uma medida mais precisa da resistência ao cisalhamento de pico.

A ASTM D 6243 é o método de ensaio corrente para a medida da resistência ao cisalhamento interno e de interface de GCLs. Esta norma requer dimensões mínimas de 300 mm da amostra de ensaio. Salienta-se, porém, que o procedimento de condicionamento da amostra de ensaio é especificado pelo usuário, incluindo a definição da configuração do ensaio, o critério de compactação do solo, os procedimentos de hidratação e adensamento, o nível de tensão normal e o método de cisalhamento. As amostras devem ser cisalhadas numa extensão mínima de 50 mm, seja com controle de deslocamento (velocidade de ensaio constante), seja com controle de tensão.

A principal desvantagem do dispositivo de cisalhamento direto padrão é que o deslocamento cisalhante máximo, tipicamente da ordem de 50-100 mm, não é suficiente para medir a resistência ao cisalhamento residual da maioria dos GCLs e das interfaces GCL. Outra desvantagem é que a área da superfície de ruptura decresce durante o cisalhamento, o que pode aumentar a tensão normal durante o cisalhamento, requerendo

a correção de área dos dados de ensaio. Para impedir este problema, muitos dispositivos têm um bloco de cisalhamento inferior mais longo para o avanço do bloco superior. A maior dimensão das amostras também aumenta a possibilidade de erros associados à tensão normal aplicada, o que pode ser limitado pelo emprego de células de carga entre os blocos de cisalhamento a fim de se medir a carga total aplicada à amostra. É importante ressaltar que o equipamento de cisalhamento direto não é recomendado para a realização de ensaios de interfaces que contemplem tensões confinantes inferiores a 25 kPa (Gourc et al., 2004).

#### **5.6.2.2 Plano inclinado**

O equipamento plano inclinado tem sido usado para medir a resistência ao cisalhamento de interfaces geossintéticas, particularmente na Europa (Briançon et al., 2002; Gourc et al., 1996; Lalarakotoson, 1998; Reyes-Ramirez, 2003). Contudo, poucos resultados foram registrados para GCLs (Alexiew et al., 1995; Heerten et al., 1995; von Maubeuge & Eberle, 1998). Para os ensaios realizados no plano inclinado, as amostras são maiores (até um metro ou mais em ambas as direções), a tensão normal é limitada a baixos valores (tipicamente entre 2,5 e 10 kPa), o deslocamento é medido em função do ângulo de inclinação do plano e o mecanismo de cisalhamento é controlado pela força gravitacional. Portanto, tal equipamento é adequado para interfaces que contemplem baixas tensões normais, como no caso dos sistemas de revestimento de cobertura de aterros sanitários. Nesse caso, ele se presta também à análise da ruptura de interface sob condição de fluência.

Nesse ensaio, a ruptura (ou o deslizamento da componente superior da interface relativamente à componente inferior fixa no plano) ocorre rapidamente, porém a resposta pós-pico não é medida no equipamento de ensaio padrão. Dispositivos modificados têm sido propostos para vencer tal limitação (Reyes-Ramirez, 2003). Outra desvantagem é que a condição de tensão sobre a superfície de ruptura torna-se gradativamente não-uniforme com o aumento do ângulo de inclinação, o que pode ser corrigido com o uso de uma caixa de ensaio cujas faces frontais sejam inclináveis, permitindo o seu alinhamento vertical durante a ruptura (Lalarakotoson et al., 1999).

#### **5.6.2.3 Anel de cisalhamento**

O anel de cisalhamento (ring shear) é capaz de produzir deslocamentos cisalhantes ilimitados, podendo, portanto, ser utilizado para obter a resistência ao cisalhamento residual interno e de interface de GCLs. Diferentemente do ensaio de cisalhamento direto, a área da superfície de ruptura é constante durante o cisalhamento, o que implica numa tensão normal também constante ao longo do ensaio. Contudo, o dispositivo apresenta uma série de desvantagens. Como o cisalhamento ocorre sobre uma superfície anelar, o deslocamento cisalhante não se dá ao longo de uma única direção, de modo que a resistência ao cisalhamento medida representa uma média da resistência ao cisalhamento local para todas as direções no plano de ruptura. Essa resistência é significativamente afetada se o GCL ou a interface GCL exibe algum tipo de anisotropia.

Adicionalmente, a geometria circular do ensaio tende a tornar o procedimento de preparação da amostra mais complexo do que para o ensaio de cisalhamento direto. Por fim, o deslocamento cisalhante não é uniforme através da largura da amostra, o que faz

com que diferentes partes da amostra rompam a diferentes tempos durante o ensaio. Esse mecanismo de ruptura progressiva avança teoricamente da margem exterior para o interior da amostra, o que pode reduzir o valor da resistência de pico no caso de materiais que exibem uma redução na resistência pós-pico. Salienta-se, contudo, que a resistência residual não é afetada pelo deslocamento cisalhante não uniforme através da amostra.

#### **5.6.2.4 Considerações finais**

O equipamento de cisalhamento direto tem sido o método preferido de ensaio de cisalhamento interno ou de interface visto que ele pode ser usado para qualquer tipo de GCL. Este ensaio permite a aplicação de um grande intervalo de tensões normais, o uso de amostras de grandes dimensões, além de poder se obter a resposta pós-pico e ter-se a medida da resistência ao cisalhamento com deslocamentos cisalhantes teoricamente uniformes. O anel de cisalhamento e o plano inclinado têm sido empregados essencialmente para atender a propósitos de pesquisas, muito embora o anel de cisalhamento forneça o único meio razoável de se obter a resistência ao cisalhamento residual de interfaces GCL, e o plano inclinado tenha sido sugerido como o mais apropriado para fins de análise de resistência ao cisalhamento sob baixas tensões confinantes.

Valores razoavelmente precisos de resistência ao cisalhamento de pico usando amostras de 300 mm x 300 mm podem ser medidos via cisalhamento direto, porém o mesmo não se aplica à resistência residual. Essa limitação tem sido parcialmente eliminada quando se considera que a resistência ao cisalhamento residual interno de todos GCLs hidratados é essencialmente igual àquela da bentonita hidratada (Fox et al., 1998).

É importante destacar, contudo, que nenhum destes dispositivos de cisalhamento é adequado para o controle das condições de drenagem ou para a medida de pressões na água sobre a superfície de ruptura durante o cisalhamento.

### **5.6.3 Resistência ao cisalhamento interno e de interface de GCLs**

#### **5.6.3.1. Considerações iniciais**

Assim como com os solos, a relação tensão cisalhante versus deslocamento cisalhante para GCLs e interfaces GCL é função da tensão normal efetiva atuante sobre a superfície de ruptura. Em análises de estabilidade, a ruptura sob condição drenada é geralmente assumida para GCLs visto que, embora as poro-pressões desenvolvidas em campo nunca tenham sido registradas, elas são assumidas como sendo pequenas. Existem justificativas razoáveis para esta hipótese. No caso de GCLs encapsulados por geomembranas, a bentonita permanece essencialmente seca após a instalação, exceto se defeitos na geomembrana, nas emendas ou nas zonas de sobreposição dos painéis conduzam a uma hidratação local. GCLs hidratados e interfaces GCL são também improváveis de desenvolver poro-pressões significativas após a instalação visto que os GCLs são relativamente finos e frequentemente drenados em no mínimo um de seus lados, e também porque as taxas de carregamento são tipicamente lentas em relação à taxa de adensamento da bentonita. Uma possível exceção corresponde à condição de carregamento sísmico.

A resistência ao cisalhamento de GCLs obtida de ensaios de laboratório é expressa em termos da tensão normal total sobre a superfície de ruptura, o que torna relevante a identificação da natureza das pressões na água desenvolvidas durante o cisalhamento. Embora as pressões medidas em alguns poucos estudos (Fox et al., 1998; Triplett & Fox, 2001) forneçam apenas tendências qualitativas devido à ausência de saturação das amostras, os dados indicam que o excesso de pressões na água sobre a superfície de ruptura era não negativo para a resistência de pico e era pequeno (positivo ou negativo) para grandes deslocamentos. Portanto, a limitada quantidade de informação disponível sugere que a prática corrente de caracterizar os parâmetros de resistência ao cisalhamento de GCLs em termos de tensão total, seguido de seu uso em análises de estabilidade em termos de tensão efetiva, é ou apropriada ou conservativa.

### **5.6.3.2 Valores de resistência ao cisalhamento interno e de interface de GCLs**

#### **5.6.3.2.1 Valores de resistência ao cisalhamento interno de GCLs**

Chiu (2002) e Chiu & Fox (2004) correspondem aos principais trabalhos de referência que contemplam a compilação de um vasto banco de dados de resistência ao cisalhamento interno e de interface de GCLs reforçados e não reforçados. Esse banco de dados é constituído de resultados de ensaios realizados pelos próprios autores, de dados de ensaios publicados na literatura e de dados de ensaios não publicados fornecidos por fabricantes de GCL. A maioria absoluta dos resultados foi obtida via ensaio de cisalhamento direto de grandes dimensões (300 mm x 300 mm) segundo as normas ASTM D 5321 ou ASTM D 6243.

Os dados de resistência ao cisalhamento interno incluem GCLs não reforçados e GCLs agulhados, enquanto que os dados de resistência ao cisalhamento de interface incluem as faces geotêxteis tecida (T) e não tecida (NT) de GCLs agulhados em contato com geomembranas (GM), geocompostos de drenagem (GD) e solos. O tipo de equipamento de ensaio empregado, o deslocamento cisalhante máximo ( $\Delta_{max}$ ), a tensão normal de hidratação ( $\sigma_{n,h}$ ), a duração da hidratação, a velocidade de ensaio e o intervalo de tensão normal ( $\sigma_{n,c}$ ) durante o cisalhamento são indicados.

A maioria dos estudos caracterizou a resistência ao cisalhamento em termos de uma envoltória de ruptura linear definida pelos parâmetros convencionais coesão e ângulo de atrito. Envoltórias de ruptura não linear também foram identificadas. Os parâmetros de resistência correspondentes à condição de pico e a grandes deslocamentos foram apresentados. A Tabela 5.4 resume as informações publicadas sobre a resistência ao cisalhamento interno de GCLs não reforçados e de GCLs agulhados. Informações relacionadas à resistência ao cisalhamento de GCLs reforçados costurados podem ser obtidas em Byrne (1994), Bressi et al. (1995), Feki et al. (1997), Fox et al. (1998), Fuller (1995), Koerner (1998), Pavlik (1997) e Zanzinger & Alexiew (2002a, 2002b).

**Tabela 5.4. Estudos publicados de resistência ao cisalhamento interno de GCLs reforçados (agulhados) e não reforçados (adaptado de Chiu & Fox, 2004).**

**Tableau 5.4. Études publiées sur la résistance au cisaillement interne de GCBs renforcés (aiguillettés) et non renforcés (Chiu & Fox, 2004).**

Artigo	Tipo de GCL	Equipamento de ensaio ( $\Delta$ max)	Condição de hidratação	Velocidade de ensaio (mm/min)	Tensão normal no cisalhamento (kPa)	Parâmetros de resistência de pico (coesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Parâmetros de resistência a grandes deslocamentos (coesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Comentários
Shan & Daniel (1991)	NR (T/T)	Cisalhamento direto (não especificado)	Seca	0,26	27-139	26;28	-	-
			$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 2 a 3 semanas	0,0003	33-139	4;9	-	
Daniel et al. (1993)	NR (suportado por GM PEAD)	Cisalhamento direto (não especificado)	Seca	0,26	27-139	13;36	-	w=17%
				0,0003	27-106	10;22	-	
			Umedecida para o teor de umidade (w) desejado	0,26	27-139	15;27	-	w=50%
				0,0003	27-139	15;7	-	
			Umedecida para o teor de umidade (w) desejado	0,26	27-139	19;12	-	w=100%
				0,0003	27-139	8;7	-	
			$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 2 semanas	0,0003	27-139	5;9	-	w=145%
Byrne (1994)	R (T/NT)	Cisalhamento direto (43-51mm)	Hidratado, tempo não especificado	Não especificado	96-479	19,2;16	5,8;4,6	-
Bressi et al. (1995)	NR (T/NT)	Cisalhamento direto (75 mm)	$\sigma_{n,h} = 4,8$ kPa, tempo não especificado	1.0	25-200	5,0;1,9	-	Perda considerável de bentonita a $\sigma_{n,c} = 200$ kPa
Fuller (1995)	R (T/NT)	Cisalhamento direto (98-102 mm)	$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 5 dias	0,1	9,6-345	23;10,5	8,6;6	Possível não uniformidade na ruptura
Garcin et al. (1995)	R (T/NT)	Cisalhamento direto (45 mm)	Hidratação não confinada, 1 semana	0,5	15-150	74;0	-	Possível não uniformidade na ruptura

R: reforçado; NR: não reforçado; T: geotêxtil tecido; NT: geotêxtil não tecido;  $\sigma_{n,h}$ : tensão normal de hidratação;  $\sigma_{n,c}$ : tensão normal de cisalhamento; a: em kPa; b: em graus

**Tabela 5.4. Continuação.**  
**Tableau 5.4. Suite.**

Artigo	Tipo de GCL	Equipamento de ensaio ( $\Delta$ max)	Condição de hidratação	Velocidade de ensaio (mm/min)	Tensão normal no cisalhamento (kPa)	Parâmetros de resistência de pico (coesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Parâmetros de resistência a grandes deslocamentos (coesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Comentários
Gilbert et al. (1996)	R (T/NT)	Cisalhamento direto (36-43 mm)	$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 2,6 a 24,7 dias	0,059-0,072	3,5-23	$\phi_0 = 18^\circ$ ; $\Delta\phi = -23^\circ$	$\phi_0 = 9,8^\circ$ ; $\Delta\phi = -16^\circ$	Envoltória de ruptura não linear: $\tau = \sigma_{n,c} \tan[\phi_0 + \Delta\phi \log(\sigma_{n,c}/\text{Pa})]$ (Pa: pressão atmosférica)
					23-69	$\phi_0 = 30^\circ$ ; $\Delta\phi = -4,7^\circ$	$\phi_0 = 9,8^\circ$ ; $\Delta\phi = -16^\circ$	
Berard (1997)	R (T/NT)	Cisalhamento direto (58-73 mm)	$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 2 semanas	0,1	25-100	10,5;34	-	-
Eid & Stark (1997)	NR encapsulado (GM <sub>t</sub> PEAD/bentonita/GM <sub>t</sub> PEAD)	Anel de cisalhamento (30 mm)	Seco	0,015	17-50	0;37	0;36	Ruptura na interface bentonita-geomembrana texturizada
					75-400	27;20	0;19	Ruptura na interface bentonita-geomembrana lisa
	NR encapsulado (GM <sub>t</sub> PEAD/bentonita/GM <sub>t</sub> PEAD)	Anel de cisalhamento (30 mm)	Seco	0,015	17-175	7;30	4;29	Ruptura na interface bentonita-geomembrana texturizada superior
					200-400	38;21	12;19	Ruptura na interface bentonita-geomembrana texturizada inferior
	NR encapsulado (GM PEAD/bentonita/GM <sub>t</sub> PEAD)	Anel de cisalhamento (60 mm)	$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 3 semanas	0,015	17-400	0;19	0;10	Ruptura na interface bentonita-geomembrana texturizada
	NR encapsulado (GM <sub>t</sub> PEAD/bentonita/GM <sub>t</sub> PEAD)	Anel de cisalhamento (45 mm)	$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 3 semanas	0,015	17-400	0;13	0;6	Ruptura na interface bentonita-geomembrana texturizada
Feki et al. (1997)	R	Cisalhamento direto (40-45 mm)	Seco	1.0	25-100	175;8	0;29	

GM<sub>l</sub>: geomembrana lisa; GM<sub>t</sub>: geomembrana texturizada



**Tabela 5.4. Continuação.**  
**Tableau 5.4. Suite.**

Artigo	Tipo de GCL	Equipamento de ensaio ( $\Delta$ max)	Condição de hidratação	Velocidade de ensaio (mm/min)	Tensão normal no cisalhamento (kPa)	Parâmetros de resistência de pico (coesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Parâmetros de resistência a grandes deslocamentos (coesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Comentários
Richardson (1997)	R	Cisalhamento direto (40-45 mm)	Não especificado	1,0	0-1200	40,8;21,4	13,5;6,2	-
Siebken et al. (1997)	R <sub>tl</sub> (T/NT)	Cisalhamento direto (50 mm)	$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 1 dia	1,0	34-670	47;23	0,9;11	-
Daniel et al. (1998)	NR encapsulado (GM <sub>t</sub> PEAD/bentonita/GM <sub>t</sub> PEAD)	Cisalhamento direto (50 mm)	Seca	1,0	17	0;37	0;35	Ângulos de atrito secantes
Fox et al. (1998)	NR (T/T)	Cisalhamento direto (180-200 mm)	$\sigma_{n,h} = 1$ kPa por 2 dias de hidratação controlada, então $\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ por 2 dias de hidratação livre	0,1	6,9-279	2,4;10,2	1,0;4,7	
	R (T/NT)				6,9-279	98,2;32,6	1,0;4,7	Peel test=160 N/10 cm
	R (T/NT)				6,9;141	42,3;41,9	1,0;4,7	Peel test=85 N/10 cm
Lai et al. (1998)	NR suportado por GM PEAD	Cisalhamento direto simples (1,4-2,2 mm)	Seca	Tensão controlada	23-320	0;31	-	Ruptura entre a bentonita e o dispositivo de cisalhamento
		Cisalhamento direto simples (0,4-0,5 mm)	$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 3 a 4 semanas	Tensão controlada	23-37	0;30	-	
					37-113	14;11	-	
Eid et al. (1999)	R <sub>tl</sub> (T/NT)	Anel de cisalhamento (10-18 mm)	$\sigma_{n,h} = 17$ kPa 2 semanas	0,015	17-400	26,5;6,7	4,6;5,8	-

**R<sub>tl</sub>: Reforçado termo-ligado**

**Tabela 5.4. Continuação.**  
**Tableau 5.4. Suite.**

Artigo	Tipo de GCL	Equipamento de ensaio ( $\Delta_{max}$ )	Condição de hidratação	Velocidade de ensaio (mm/min)	Tensão normal no cisalhamento (kPa)	Parâmetros de resistência de pico (coesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Parâmetros de resistência a grandes deslocamentos (coesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Comentários
Hillman & Stark (2001)	NR encapsulado (GM <sub>i</sub> PEAD/bentonita/GM PVC)	Anel de cisalhamento (30 mm)	Seca	0,015	17-50	0;27-28	0;21	Ruptura na interface GM PVC/bentonita, Ângulo de atrito secante
		Anel de cisalhamento (10-18 mm)			100-400	0;14-22	0;10-11	Ruptura na interface adesivo/bentonita, Ângulo de atrito secante
	NR encapsulado (GM <sub>t</sub> PEAD/bentonita/GM PVC)	Anel de cisalhamento (10-15 mm)			17-400	0;24	0;18	Ruptura na interface GM PVC/bentonita, Ângulo de atrito secante
Olsta & Swan (2001)	R (T/NT)	Cisalhamento direto (35-50 mm)	$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 2 dias	1,0	350-2800	100;12	13;6	Ensaio em caixas de cisalhamento de 300 mm x 300 mm e 150 mm x 150 mm
Thiel et. (2001) Apêndice C	NR encapsulado (GM <sub>i</sub> com adesivo/bentonita/GM <sub>i</sub> )	Cisalhamento direto (53-60 mm)	Seca	1,0	96-1341	95,8;21	70,6;15	Ruptura na interface adesivo/bentonita
	NR encapsulado (GM <sub>i</sub> com adesivo/bentonita/GM <sub>i</sub> )				192	0;41	0;36	Ruptura na interface bentonita /GM <sub>i</sub> , Ângulo de atrito secante
	NR encapsulado (GM <sub>i</sub> com adesivo/bentonita/GM <sub>i</sub> )				96-1341	83,1;8	45,8;7	Ruptura na interface GM <sub>i</sub> /bentonita

**PVC: PoliVinil Clorado**

Tabela 5.4. Continuação.

Tableau 5.4. Suite.

Artigo	Tipo de GCL	Equipamento de ensaio ( $\Delta_{max}$ )	Condição de hidratação	Velocidade de ensaio (mm/min)	Tensão normal no cisalhamento (kPa)	Parâmetros de resistência de pico (coesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Parâmetros de resistência a grandes deslocamentos (coesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Comentários
Thiel et. (2001) Apêndice C	NR encapsulado (GM <sub>i</sub> com adesivo/GT/bentonita/GM <sub>i</sub> )	Cisalhamento direto (53-60 mm)	$\sigma_{n,h} = 192$ kPa por 2 dias, adensamento por 2 dias para cada $\sigma_{n,c}$	0,025	766-1341	40,4;2	36,8;2	Ruptura na interface adesivo/bentonita
	NR encapsulado (GM <sub>i</sub> com adesivo/bentonita/GM <sub>i</sub> )		Seca	0,0051	383	0;33	0;29	Ruptura na interface adesivo/bentonita Ângulo de atrito secante
	NR encapsulado (GM <sub>i</sub> com adesivo/GT/bentonita/GM <sub>tm</sub> )		Seca	1,0	96-1341	42,8;16	42,1;15	Ruptura na interface adesivo/bentonita
Zelic et al. (2002)	NR (T/T)	Cisalhamento direto (15 mm)	$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 1 dia	1,2	50-200	11,7;17	-	Amostras de 100 mm x 100 mm
			$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 1 dia	0,12	50-200	6,6;15,7	-	
			$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 1 dia	0,012	50-200	1;15,9	-	
			$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 1 dia	0,0015	50-200	7;11,5	-	
			$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 9 dias	1,2	50-200	7,8;16,4	-	

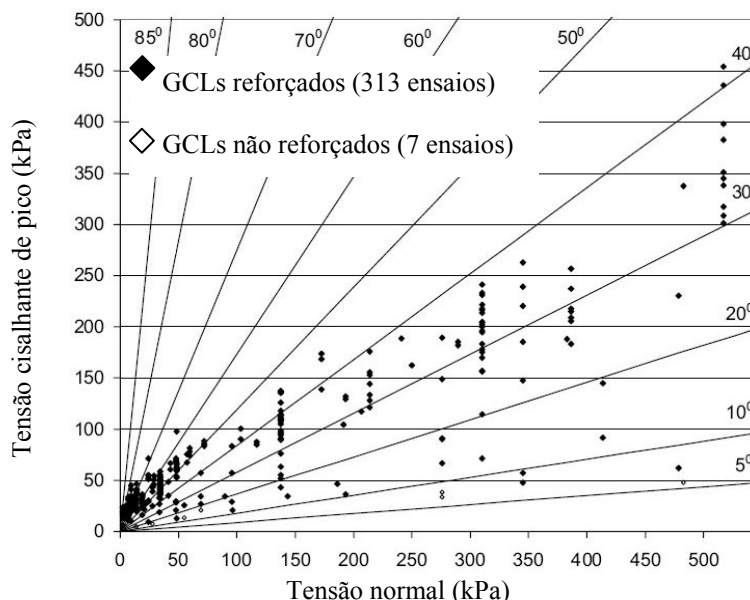
GM<sub>tm</sub>:Geomembrana moderadamente texturizada

Reunindo os dados de resistência ao cisalhamento interno publicados na literatura com aqueles não publicados, Chiu & Fox (2004) constataam uma considerável dispersão nos resultados, o que não impede, contudo, de definir algumas tendências claras. Assim, no que concerne à resistência de pico, nota-se que os GCLs não reforçados hidratados apresentam valores muito menores que aqueles correspondentes aos GCLs não reforçados secos (umidade higrométrica) e aos GCLs reforçados hidratados.

Com relação à resistência residual, para uma mesma condição de hidratação, a envoltória de ruptura é essencialmente a mesma para GCLs reforçados e não reforçados, convergindo para o valor de resistência residual da bentonita. Os GCLs secos têm consideravelmente maiores resistências do que os hidratados. Para os GCLs hidratados, verifica-se que não são necessários deslocamentos muito grandes para que a condição residual seja alcançada.

Ainda no que concerne à resistência interna de GCLs, vale a pena citar o trabalho realizado por McCartney et al. (2002). Nesse estudo, os autores comparam a resistência ao cisalhamento envolvendo diferentes tipos de GCL, enfatizando o efeito de diferentes procedimentos de condicionamento e preparação das amostras de GCL sobre a resistência ao cisalhamento (hidratação, adensamento, velocidade de ensaio, tensão normal durante os diferentes estágios de ensaio).

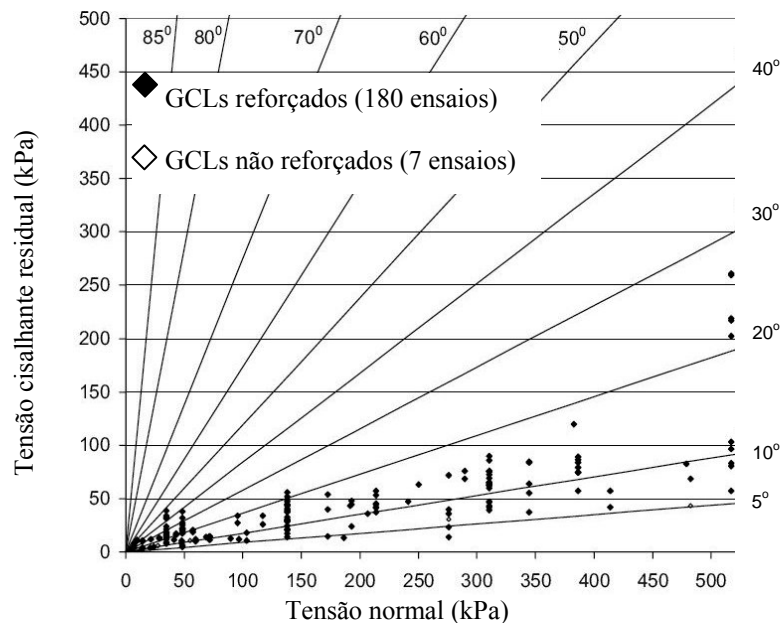
A Figura 5.5 mostra um conjunto de 320 resultados de ensaios para a resistência ao cisalhamento interno de pico de diferentes GCLs reforçados e não reforçados ensaiados sob um amplo intervalo de procedimentos de condicionamento, mas sob procedimentos de ensaio similares. Todos os ensaios foram conduzidos por um mesmo laboratório com procedimentos de ensaio consistentes com a norma ASTM D 6243.



**Figura 5.5. Resistência ao cisalhamento de pico de GCLs reforçados e não reforçados (McCartney et al., 2002).**

**Figure 5.5. Résistance au cisaillement de pic de GCBs renforcés et non renforcés (McCartney et al., 2002).**

De forma similar, a Figura 5.6 mostra os resultados de resistência ao cisalhamento a grandes deslocamentos (50 a 75mm) de 187 dos 320 ensaios referidos na Figura 5.5. Percebe-se que existe uma variabilidade significativamente menor desses resultados comparativamente àqueles de resistência de pico. De um modo geral, os resultados acenam para uma resistência residual ligeiramente maior que a resistência residual da bentonita sódica não reforçada.



**Figura 5.6. Resistência ao cisalhamento residual de GCLs reforçados e não reforçados (McCartney et al., 2002).**

**Figure 5.6. Résistance au cisaillement résiduelle de GCBs renforcés et non renforcés (McCartney et al., 2002).**

Os autores constatarem que a resistência ao cisalhamento interno de pico de GCLs não reforçados é, em geral, similar e comparável àquela correspondente à bentonita sódica, a qual é muito baixa e torna-os suscetíveis à instabilidade. Em função disso, tais GCLs não são recomendados para taludes mais íngremes que 5°-6° (Frobel, 1996; Richardson, 1997). Por outro lado, os GCLs reforçados têm maiores resistências ao cisalhamento interno de pico devido à presença das fibras de reforço.

Segundo eles, o comportamento de GCLs reforçados é dependente da resistência ao arrancamento e da resistência à tração dessas fibras, assim como da resistência ao cisalhamento da bentonita a grandes deslocamentos, uma vez as fibras tenham sido rompidas. A resistência de pico de diferentes tipos de GCL reforçados (agulhado, costurado, tratado termicamente) pode diferir significativamente, porém os autores ressaltam que a despeito dessas diferenças e do fato de que a ruptura interna de GCLs ocorre em ensaios de laboratório, não se tem conhecimento de casos de ruptura de sistemas de revestimento que possam ser atribuídos a tal mecanismo.

#### 5.6.3.2.2 Valores de resistência ao cisalhamento de interface de GCLs

A Tabela 5.5 resume as informações publicadas sobre a resistência ao cisalhamento de interface de GCLs agulhados compilados por Chiu (2002) e apresentados por Chiu & Fox (2004). Os parâmetros de resistência são definidos em termos de adesão e de

ângulo de atrito de interface. Envoltórias de ruptura linear e não linear foram encontradas. É importante salientar que a maioria absoluta dos estudos contempla interfaces do tipo Geomembrana/GCL. Garcin et al. (1993) e Gilbert et al. (1996) são estudos publicados que contêm dados sobre interfaces solo/GCL agulhado e geocomposto de drenagem/GCL agulhado, respectivamente. Os autores destacam que valores de atrito de interface de geotêxteis podem ser indicativos da resistência de interface de GCLs, realçando, contudo, que no caso de GCLs hidratados eles devem ser significativamente menores devido à extrusão da bentonita através da componente geotêxtil.

**Tabela 5.5. Estudos publicados de resistência ao cisalhamento de interface de GCLs agulhados (adaptado de Chiu & Fox, 2004).**

**Tableau 5.5. Études publiées sur la résistance au cisaillement des interfaces avec GCBs aiguilletés (Chiu & Fox, 2004).**

Artigo	Tipo de interface (Material/face geotêxtil do GCL)	Equipamento de ensaio ( $\Delta$ max)	Condição de hidratação	Velocidade de ensaio (mm/min)	Tensão normal no cisalhamento (kPa)	Parâmetros de resistência de pico (adesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Parâmetros de resistência a grandes deslocamentos (adesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Comentários
Byrne (1994)	GM <sub>t</sub> PEAD/GT T	Cisalhamento direto (51-76 mm)	Hidratada, tempo não especificado	Não especificada	96-479	23,9;18	23,9;9	-
Garcin et al. (1993)	Areia/GT*	Cisalhamento direto (45 mm)	Seca	1,0	15-100	0,35	-	Ruptura interna ao GCL para $\sigma_{n,c} > 100$ kPa
Gilbert et al. (1996)	(GM <sub>t</sub> PEAD/ GT T)	Cisalhamento direto (43 mm)	$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 3-18 dias	0,47-0,56	3,5-69	0,8,4	0,8,1	-
	(GM <sub>t</sub> PEAD/ GT T)		$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 4-22 dias	0,51-0,57	3,5-69	$\delta_0 = 30$ $\Delta\delta = -4,7$	$\delta_0 = 9,8$ $\Delta\delta = -16$	Envoltória de ruptura não linear: $\tau = \sigma_{n,c} \tan[\delta_0 + \Delta\delta \log(\sigma_{n,c} / \text{Pa})]$ (Pa: pressão atmosférica)
	(GM <sub>t</sub> PEAD/ GT T)		$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 4-22 dias	0,03-0,57	3,5-345	$\delta_0 = 25$ $\Delta\delta = -9,5$	$\delta_0 = 13$ $\Delta\delta = -12$	
	(GD NT / GT T)		$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 2-15 dias	0,43-0,51	3,5-69	0,38;23	0;22	-
Stark & Eid (1996)	GM <sub>t</sub> PEAD/GT T	Anel de cisalhamento (56-61 mm)	$\sigma_{n,h} = 17$ kPa , 2min	0,5	17	0;37,5	0;24	Ângulo de atrito secante
			$\sigma_{n,h} = 17$ kPa , 2 semanas		17	0;22,5	0;15	-
Hewitt et al. (1997)	GM <sub>t</sub> PELBD/GT T	Cisalhamento direto (64 -76 mm)	$\sigma_{n,h} = 6,9$ kPa , 2 dias	1,0	69-310	18,5;21,5	24;2,4	Possível não uniformidade na ruptura -
			$\sigma_{n,h} = \sigma_{n,c}$ 15 dias		103-414	15,5;25,2	15,5;14,1	
Daniel et al. (1998)	GM <sub>t</sub> PEAD/GT T	Cisalhamento direto (50 mm)	$\sigma_{n,h} = 17$ kPa , 10 dias	1,0	17	0,23	0,21	Ângulo de atrito secante
	GM <sub>t</sub> PEAD/GT NT					0,37	0,24	
	GM <sub>t</sub> PEAD/GT NT					0,29	0,22	

GT T: face geotêxtil tecido; GT NT: face geotêxtil não tecido; GT\*: face geotêxtil não identificada;GD NT: face geotêxtil não tecido do geocomposto de drenagem; PELBD: PoliEtileno Linear de Baixa Densidade

Tabela 5.5. Continuação.

Tableau 5.5. Suite.

Artigo	Tipo de interface (Material/face geotêxtil do GCL)	Equipamento de ensaio ( $\Delta$ max)	Condição de hidratação	Velocidade de ensaio (mm/min)	Tensão normal no cisalhamento (kPa)	Parâmetros de resistência de pico (adesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Parâmetros de resistência a grandes deslocamnetos (adesão <sup>a</sup> ; ângulo de atrito <sup>b</sup> )	Comentários		
Triplett & Fox (2001)	GM <sub>l</sub> PEAD/GT T	Cisalhamento direto (200 mm)	$\sigma_{n,h}$ = 1kPa por 2 dias de hidratação controlada, então $\sigma_{n,h}=\sigma_{n,c}$ por 2 dias de hidratação livre	0,1	6,9-127	0,3;9,8	0,3;8,1			
	GM <sub>tl</sub> PEAD/GT T				127-486	0,3;9,8	3;6,9			
					6,9-124	2,2;21,6	-			
					6,9-134	-	1;12,7			
					124-486	22;13,3	-			
					134-486	-	15,7;6,6			
	GM <sub>tc</sub> PEAD/GT T				6,9-71,9	0;23,7	0;15			
	GM <sub>l</sub> PEAD/GT NT				71,9-279	0;23,7	4,9;11,3			
					6,9-127	0,4;9,9	0,6;9,2			
					127-486	0,4;9,9	5,8;6,9			
					6,9-69,6	7,4;31,7	2,3;18,5			
					69,6-279	7,4;31,7	11,8;11,2			
					6,9-135	7,2;28,3	3,4;14,4			
					135-279	7,2;28,3	16;9,3			
	GM <sub>tl</sub> PEAD/GT NT									
	GM <sub>tc</sub> PEAD/GT NT									

GM<sub>l</sub>: Geomembrana texturizada laminada; GM<sub>tc</sub>: Geomembrana texturizada coextrudada;



Reunindo os dados de resistência ao cisalhamento de interface publicados na literatura com aqueles não publicados, Chiu & Fox (2004) identificam algumas tendências de comportamento, conforme a natureza da interface, as quais podem ser visualizadas na Figura 5.7 abaixo.

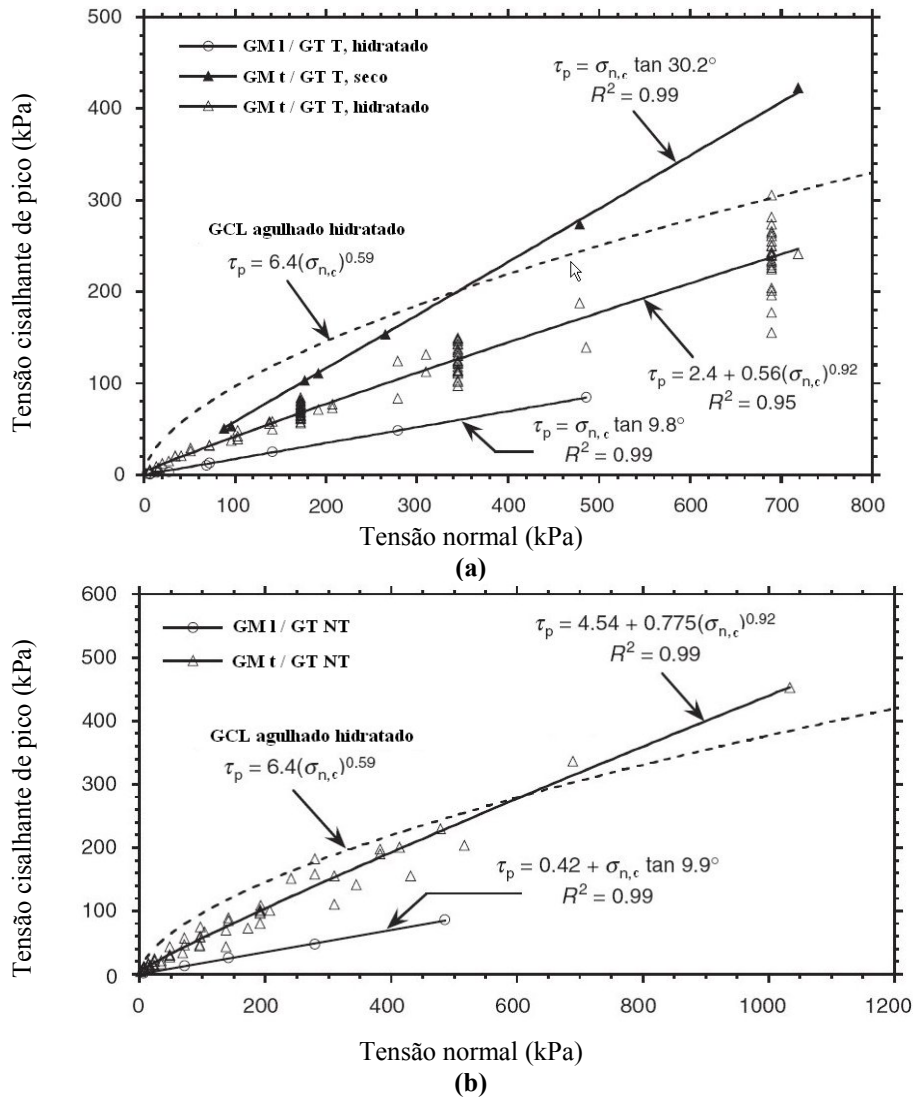


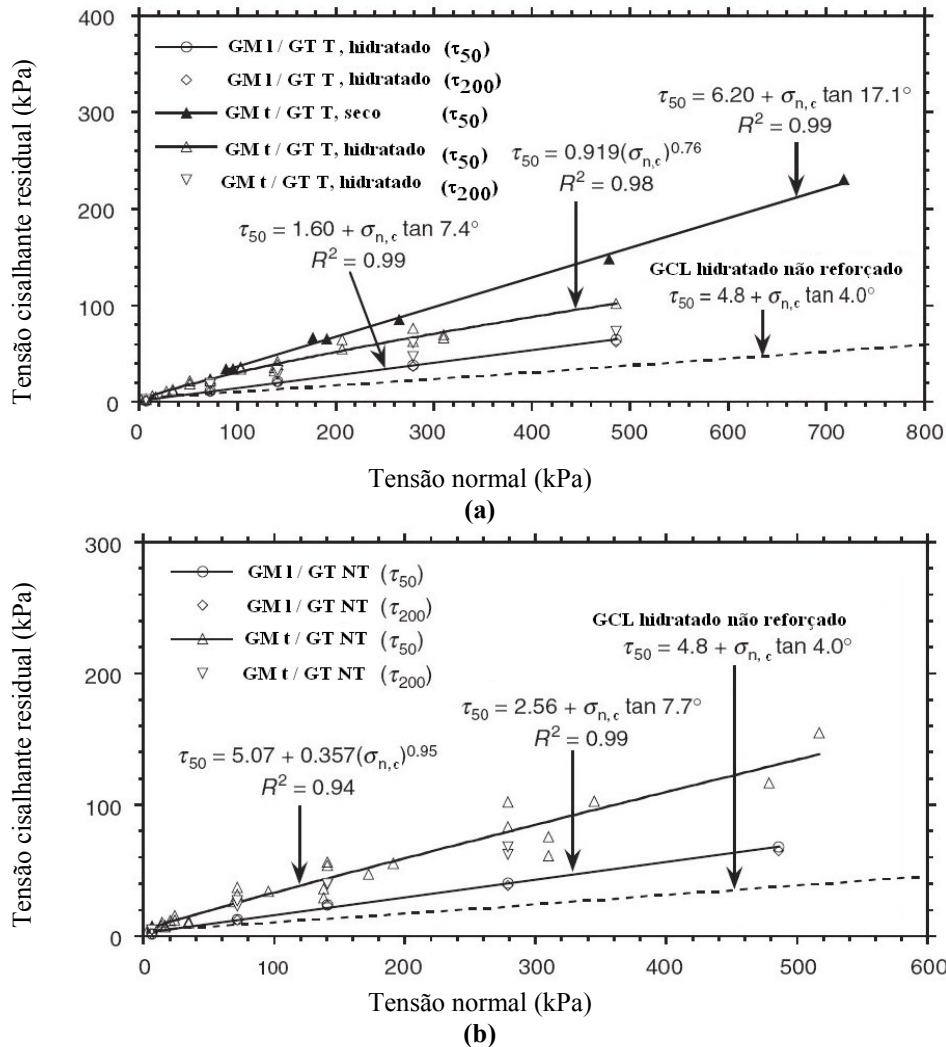
Figura 5.7. Resistência ao cisalhamento de pico ( $\tau_p$ ) de interfaces Geomembrana/GCL: (a) face tecida (T) do GCL; (b) face não tecida (NT) do GCL. Nota: GM<sub>l</sub>: Geomembrana lisa; GM<sub>t</sub>: Geomembrana texturizada;  $\sigma_{n,c}$ : tensão normal no cisalhamento.

Figure 5.7. Résistance au cisaillement de pic ( $\tau_p$ ) des interfaces Géomembrane/GCB: (a) face géotextile tissée (T) du GCB; (b) face géotextile non tissée (NT) du GCB. Note: GM<sub>l</sub>: Géomembrane lisse; GM<sub>t</sub>: Géomembrane texturée;  $\sigma_{n,c}$ : Contrainte normale au cisaillement.

No caso de interfaces de GCLs hidratados com geomembranas texturizadas, verifica-se que o grau de hidratação tende a diminuir a resistência de pico, provavelmente devido à extrusão de bentonita na interface entre esses materiais. O conjunto de dados oriundos de diversos programas de ensaio mostra uma considerável dispersão entre os resultados. Quando colocadas contra a face não tecida de GCLs, as geomembranas texturizadas tendem a apresentar resistências de pico maiores que aquelas correspondentes à face tecida. No caso de geomembranas lisas, seja a face geotêxtil do GCL tecida ou não tecida, não foram identificadas mudanças significativas nos valores de resistência. De

um modo geral, a resistência de interfaces que contemplam GCLs é menor que a resistência ao cisalhamento interno de pico de GCLs agulhados, exceto para as interfaces com geomembranas texturizadas sujeitas a elevadas tensões normais.

As tendências de comportamento relacionadas à resistência ao cisalhamento de interface residual podem ser vistas na Figura 5.8 abaixo.



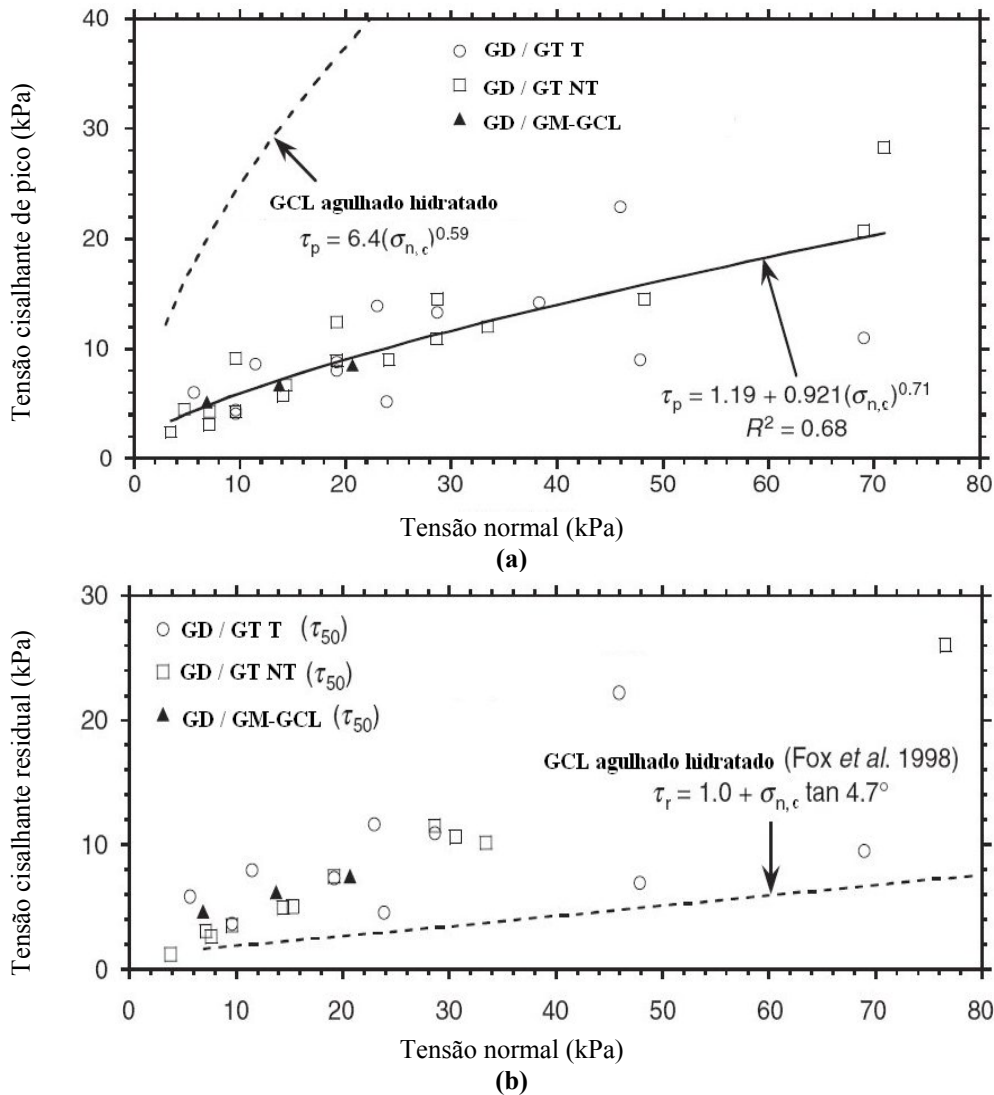
**Figura 5.8. Resistência ao cisalhamento a grandes deslocamentos ( $\tau_{50}$ ,  $\tau_{200}$ ) de interfaces Geomembrana/GCL: (a) face tecida (T) do GCL; (b) face não tecida (NT) do GCL hidratado. Nota: GM<sub>l</sub>: Geomembrana lisa; GM<sub>t</sub>: Geomembrana texturizada;  $\sigma_{n,c}$ : tensão normal no cisalhamento.**

**Figure 5.8. Résistance au cisaillement sous grands déplacements ( $\tau_{50}$ ,  $\tau_{200}$ ) des interfaces Géomembrane/GCB: (a) face géotextile tissée (T) du GCB; (b) face géotextile non tissée (NT) du GCB hydraté. Note: GM<sub>l</sub>: Géomembrane lisse; GM<sub>t</sub>: Géomembrane texturée;  $\sigma_{n,c}$ : Contrainte normale au cisaillement.**

Nesse caso, nota-se que as geomembranas texturizadas exibem resistência ao cisalhamento de interface maior quando em contato com a face não tecida de GCLs. As diferenças entre a resistência de interface residual de geomembranas texturizada e lisa são, contudo, menores que as diferenças pertinentes à resistência de interface de pico, o que pode ser justificado pelo alto grau de danificação sofrida pela geomembrana texturizada para os níveis de deslocamento considerados. Salienta-se, contudo, que a

resistência de interface residual de geomembranas texturizadas ou lisas em contato com GCLs é maior que a resistência ao cisalhamento interno residual de GCLs reforçados hidratados, a qual em outros termos corresponde à resistência residual da bentonita.

A Figura 5.9 apresenta um conjunto de dados coletados referentes às resistências de pico (a) e a grandes deslocamentos (b) de interfaces GCLs hidratados em contato com geocompostos de drenagem, assim como as respectivas curvas de tendência e a comparação dessas curvas com a envoltória representativa da resistência ao cisalhamento interno de pico de GCLs agulhados hidratados.



**Figura 5.9. Resistência ao cisalhamento de interfaces Geocomposto de Drenagem (GD)/GCL: (a) resistência ao cisalhamento de pico ( $\tau_p$ ); (b) resistência ao cisalhamento a grandes deslocamentos ( $\tau_{50}$  ou  $\tau_r$ ). Nota: GM-GCL: face correspondente a uma lâmina de geomembrana moderadamente texturizada aderida a um lado do GCL.**

**Figure 5.9. Résistance au cisaillement des interfaces Géocomposite de Drainage (GD)/GCB: (a) résistance au cisaillement de pic ( $\tau_p$ ); (b) résistance au cisaillement sous grands déplacements ( $\tau_{50}$  ou  $\tau_r$ ). Note: GM-GCL: face correspondant à une lame de géomembrane modérément texturée liée à une face du GCB.**

Chiu & Fox (2004) reconhecem que relativamente pouco se conhece sobre o comportamento dessas interfaces. Relativamente à resistência de pico, nota-se que todas as interfaces são muito mais fracas do que a resistência interna do GCL agulhado hidratado para o intervalo de tensões normais indicado. Quanto à resistência de interface mobilizada a grandes deslocamentos, percebe-se que a interface GD/GCL apresenta valores maiores comparativamente à envoltória de ruptura residual característica do GCL agulhado hidratado. Nesse caso, considerou-se a envoltória fornecida por Fox et al. (1998) por ser julgada mais precisa a baixos níveis de tensão confinante em relação à envoltória apresentada na Figura 5.9a. Os pontos próximos a esta envoltória a níveis de tensão maiores podem ser justificados por uma possível extrusão da componente bentonita do GCL.

### **5.6.3.3 Considerações finais**

Conforme visto, um grande banco de dados de resistência ao cisalhamento interno e de interface de GCLs encontra-se atualmente disponível, e estas informações permitem aferir algumas tendências de comportamento do produto dentro da perspectiva de seu emprego em sistemas de revestimento de fundo ou de cobertura de instalações de contenção de resíduos. A variabilidade dos valores de resistência ao cisalhamento observada para diferentes tipos de GCL enfatiza a importância de que sejam conduzidos ensaios de laboratório específicos conforme o tipo de GCL e as condições a serem encontradas em obra. Diferenças nos produtos, no processo de fabricação, nos procedimentos de condicionamento das amostras e nos procedimentos de ensaio respondem por essa variabilidade.

Essa variabilidade inevitavelmente conduz a incertezas e a uma postura conservadora quando da escolha dos parâmetros de projeto. Análises de estabilidade baseadas no método da confiabilidade têm sido recentemente utilizadas a fim de avaliar o impacto sobre as metodologias convencionais de projeto decorrente das incertezas nos resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento de GCLs. Especificamente, o impacto dessas incertezas sobre a relação entre o fator de segurança convencionalmente calculado e a probabilidade de ruptura tem sido avaliado. Devido à alta variabilidade dos valores de resistência ao cisalhamento interno e de interface de GCLs observados no banco de dados disponível, altos valores de probabilidade de ruptura têm sido encontrados para os fatores de segurança tipicamente usados na prática de engenharia geotécnica. Informações adicionais sobre o método da confiabilidade para fins de avaliação da variabilidade de dados de resistência de GCLs e seu emprego em análises de estabilidade de sistemas de revestimento podem ser encontrados em McCartney et al. (2004).

A despeito dessa variabilidade, algumas constatações em laboratório confirmadas pelo histórico de aplicação dos GCLs em obras reforçam algumas certezas. Dentre estas, a mais relevante parece ser aquela que aponta para a estabilidade interna do GCL reforçado sob as tensões cisalhantes de serviço habitualmente encontradas nas obras de engenharia geotécnica que contemplam seu uso. Os casos de ruptura de sistemas de revestimento constituídos por GCLs apontam para essa evidência, depositando a preocupação de projeto essencialmente sobre a interface desses produtos.

Essa preocupação tem resultado num maior esforço em conduzir ensaios que permitam um melhor entendimento do comportamento cisalhante de interfaces envolvendo GCLs.

Um volume maior de ensaios tem sido conduzido para avaliar o atrito de interface deste produto com solos e geossintéticos, havendo atualmente um banco de dados disponível. O principal resultado encontrado corresponde à possível redução da resistência friccional entre o GCL e o material de contato devido à extrusão da bentonita, sobretudo através de geotêxteis com baixa gramatura. Salienta-se, contudo, que muito poucos ensaios de interface com GCLs têm sido determinados via equipamento plano inclinado, o qual aparenta ser uma ferramenta adequada para fins de derivação de parâmetros de resistência de interfaces geossintéticas sujeitas a baixas tensões confinantes, o que corresponde à realidade de projeto de sistemas de cobertura de instalações de contenção de resíduos.

## **5.7 Resumo e conclusões**

Este capítulo tratou da resistência ao cisalhamento de interfaces geossintéticas presentes nos sistemas de revestimento de fundo e de cobertura das instalações de contenção de resíduos. Foi ressaltado que, além de garantir a eficiência hidráulica mediante controle do fluxo de gases e líquidos, tais sistemas devem ser estáveis face às tensões cisalhantes às quais são submetidos durante a vida útil da obra. Os vários casos de ruptura deflagrados ao longo destes sistemas atestam a relevância desse aspecto de projeto.

Os princípios gerais que regem o mecanismo de mobilização da resistência de interfaces geossintéticas foram sucintamente apresentados e verificou-se que o comportamento sob cisalhamento dessas interfaces é similar ao comportamento dos solos. Os principais tipos de equipamento de ensaio empregados para se obter a resistência ao cisalhamento das diferentes interfaces foram descritos. Exemplos na literatura de pesquisas destinadas a caracterizar a resistência de interfaces contemplando geossintéticos foram listados. Compilação de resultados feita por alguns autores evidenciam a significativa variação observada nos valores encontrados, reforçando a importância de que tais parâmetros sejam obtidos com base nos materiais e nas condições de campo específicos de cada projeto.

Dentro do contexto de aplicação de geossintéticos em sistemas de revestimento, ênfase particular foi dada aos sistemas de revestimento de cobertura, os quais são o foco da nossa pesquisa. Foi ressaltado que os casos crescentes de ruptura nessas camadas têm reforçado a importância de análises de estabilidade mais precisas, o que demanda caracterizações precisas dos parâmetros de interface. Considerações gerais sobre os mecanismos que podem acarretar a instabilização desse sistema e sobre os métodos de análise comumente empregados foram descritas. Informações quanto à escolha da resistência ao cisalhamento de pico ou residual para fins de projeto foram fornecidas. Tópico adicional foi apresentado referente ao processo de deformação superficial induzida e às conseqüências sobre os parâmetros de resistência de interface, descrevendo-se as principais pesquisas que contemplam o estudo de tal processo.

Por fim, dedicou-se uma atenção especial à resistência ao cisalhamento de GCLs. Foi destacado que, em função da baixa resistência da bentonita hidratada, tais barreiras podem fornecer uma superfície potencial de deslizamento aos sistemas de revestimento dos quais fazem parte. Os principais equipamentos de ensaio destinados a aferir as resistências ao cisalhamento interno e de interface de GCLs foram descritos, colocando-se em evidência a preponderância do equipamento de cisalhamento direto face os equipamentos do tipo plano inclinado e anel de cisalhamento. Um banco de dados de

resistência ao cisalhamento interno e de interface foi apresentado e os resultados mostram a grande variabilidade dos valores encontrados, a qual pode ser justificada pela variabilidade de seus materiais componentes, do processo de fabricação, pelas diferenças nos equipamentos e procedimentos de ensaio e pelo tipo de projeto considerado. De forma similar às recomendações para os outros materiais geossintéticos, ressaltou-se a importância de que os parâmetros de resistência ao cisalhamento pertinentes a projetos envolvendo GCLs sejam obtidos considerando-se produtos específicos e condições de ensaio similares àquelas esperadas em obra.



## **6 RECHERCHE EXPERIMENTALE SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'INTERFACES AVEC GEOSYNTHETIQUES**

---

### **6.1 Introduction**

Les centres de stockage de déchets sont composés de barrières d'étanchéité destinées à limiter la migration d'eau à l'intérieur des déchets et celle des fluides contaminants vers les nappes phréatiques. Au début, ces barrières ont été réalisées avec de l'argile compactée, mais elles ont évolué avec l'arrivée sur le marché des géosynthétiques permettant de réaliser un système d'étanchéité composite géosynthétique-argile compactée, bénéficiant des propriétés cumulées des deux types de matériaux. Dans le cas où ces barrières sont disposées sur pentes, soit au fond, soit en couverture, elles sont soumises aux efforts de cisaillement qui peuvent compromettre la stabilité du système du fait des faibles résistances au niveau des interfaces des différents matériaux en contact.

Il existe différents essais de laboratoire utilisés pour mesurer la résistance d'interface, parmi lesquels on peut citer la boîte de cisaillement direct, les essais d'arrachement (*pull-out test*), les essais de cisaillement annulaire (*ring shear*) et les essais au plan incliné. Le mérite de l'essai au plan incliné, est de permettre la réalisation d'essais à faible contrainte de confinement sur l'interface, donc avec une considération plus réaliste des conditions trouvées sur site, correspondant notamment aux couches de couverture. Malgré le fait que les normes ne soient pas très claires au niveau de l'exploitation des résultats des essais, ceux-ci peuvent être traités d'une manière plus simple et donc fournir des informations complémentaires sur la résistance d'interface. Ces informations correspondent à la phase statique, avant le début du glissement non-stabilisé, et à la phase dynamique ou résiduelle qui se passe pendant le glissement et qui peut présenter un comportement différent dû à l'influence de la vitesse de déplacement et aux modifications de la surface pendant le glissement.

La recherche expérimentale présentée ici a pour but de caractériser à l'aide du plan incliné la résistance d'interfaces avec géosynthétiques au sein des systèmes d'étanchéité composite des couches de couverture de centres de stockage de déchets sur talus. Le programme expérimental est divisé en deux parties :

- i. la première partie concerne la caractérisation de la résistance au cisaillement d'interfaces du type géosynthétique-géosynthétique (tel que géomembrane-géospaceur). La déformation cumulée (déformation induite) et l'influence de la position relative des éléments d'une même interface sur les paramètres de frottement d'interface seront étudiés;
- ii. la deuxième partie concerne la caractérisation de la résistance au cisaillement d'interfaces du type sol compacté-géotextile pour étudier l'efficacité



fonctionnelle des différents géotextiles employés soit comme élément de filtrage du sol, soit comme élément de renforcement du sol de couverture.

## 6.2 Essais au plan incliné

### 6.2.1 Principes généraux

Le principe général consiste à mesurer l'angle de glissement ( $\phi$ ) à partir de la mesure de l'angle  $\beta$  pour lequel le boîtier supérieur glisse lorsque le plan support est incliné (Fig.6.1). Dans le cas des interfaces sol-géosynthétique (Fig.6.1a), le géosynthétique en contact avec le boîtier supérieur rempli de sol, est ancré à l'extrémité amont du boîtier. Le plan incliné est constitué d'une base rigide (plan support) pivotant à l'une des ses extrémités. Au début de l'essai, le plan incliné est horizontal puis lors de l'inclinaison du plan (une vitesse angulaire de 3°/minute est adoptée), les déplacements du boîtier supérieur ( $\delta(t)$ ) et l'angle d'inclinaison ( $\beta(t)$ ) sont enregistrés dans le système d'acquisition des données.

Dans le cas des interfaces géosynthétique-géosynthétique, on utilise la configuration d'essai montrée sur la Figure 6.1b.

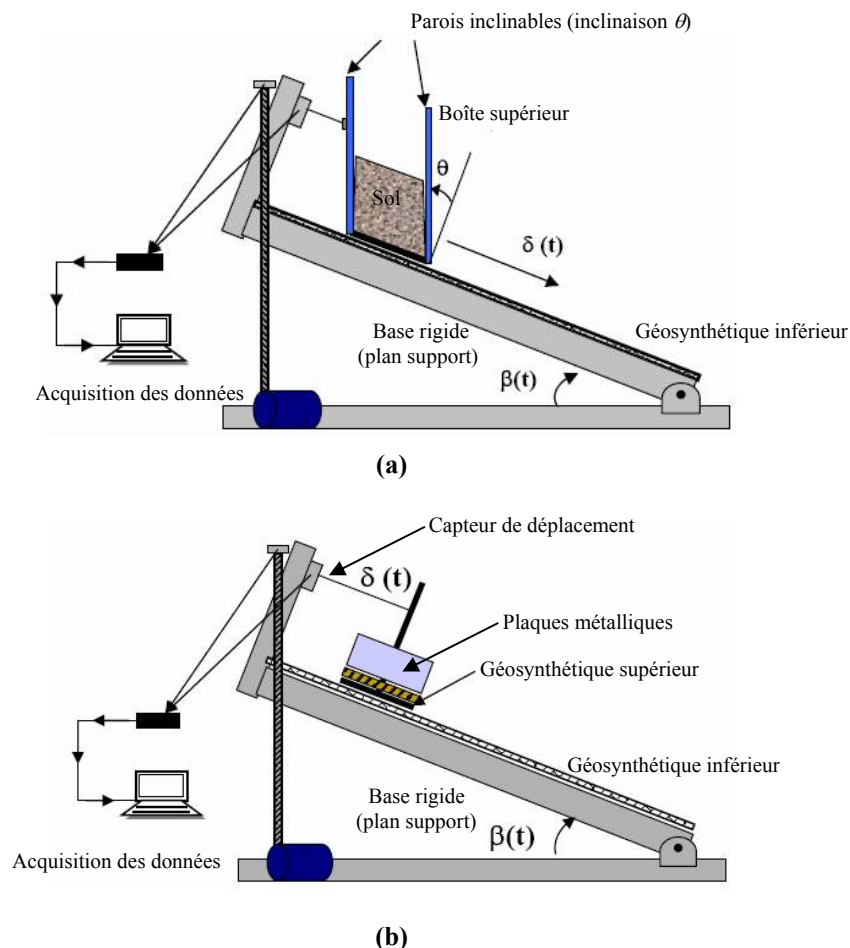
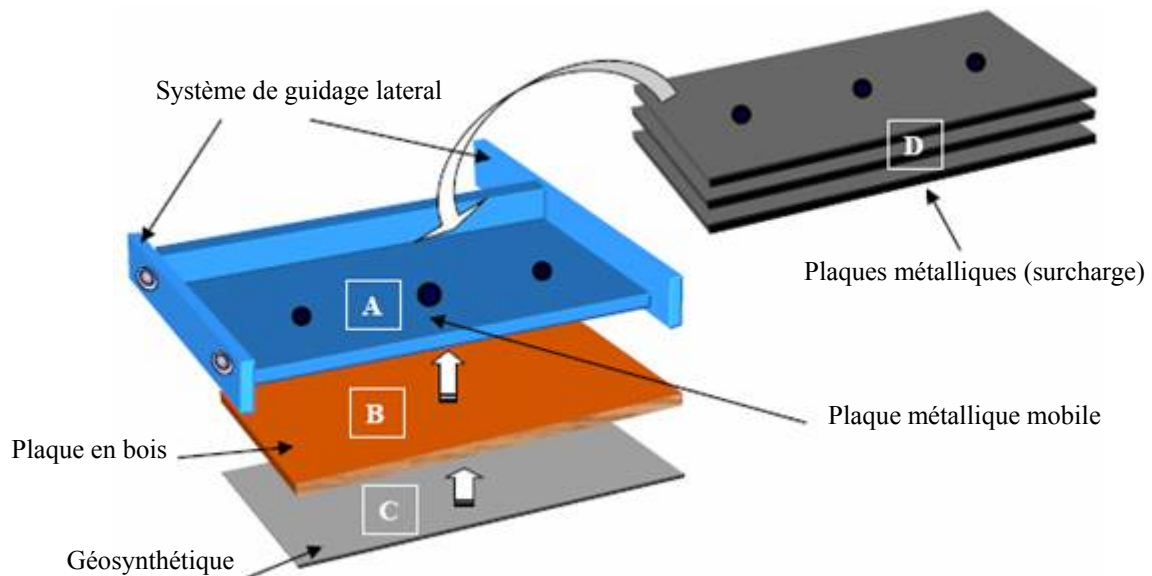


Figure 6.1. Schéma de l'essai au plan incliné: (a) configuration des essais d'interface sol-géosynthétique; (b) configuration des essais géosynthétique-géosynthétique. Note:  $\delta(t)$ : déplacement versus temps;  $\beta(t)$ : angle d'inclinaison versus temps;  $\theta$ : angle d'inclinaison des parois du boîtier.

Pour les interfaces géosynthétique-géosynthétique, la Figure 6.2a montre un exemple de montage de l'essai et la Figure 6.2b présente l'appareillage auxiliaire.



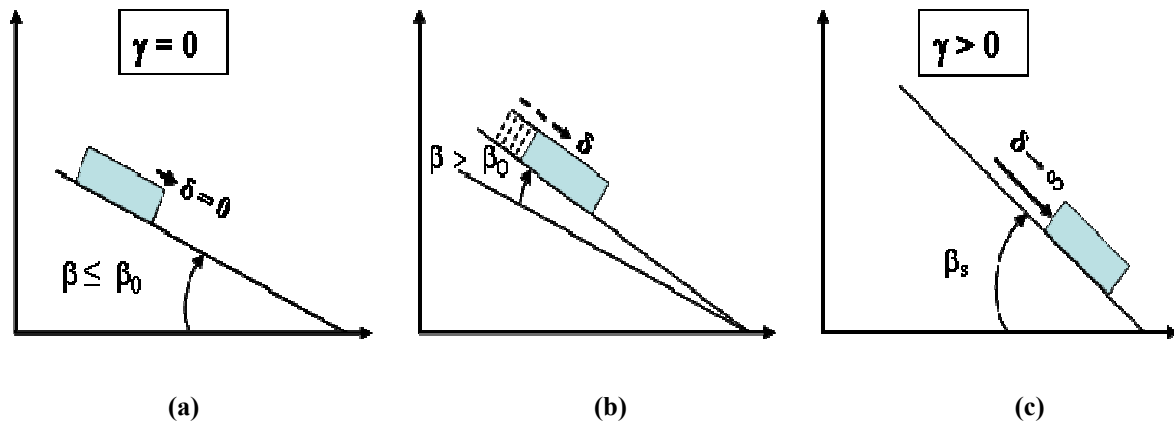
(a) équipement d'essai « plan incliné » pour les interfaces géosynthétique-géosynthétique



(b) schéma de la plaque mobile supérieure (A) qui glisse sur la base rigide de l'équipement plan incliné

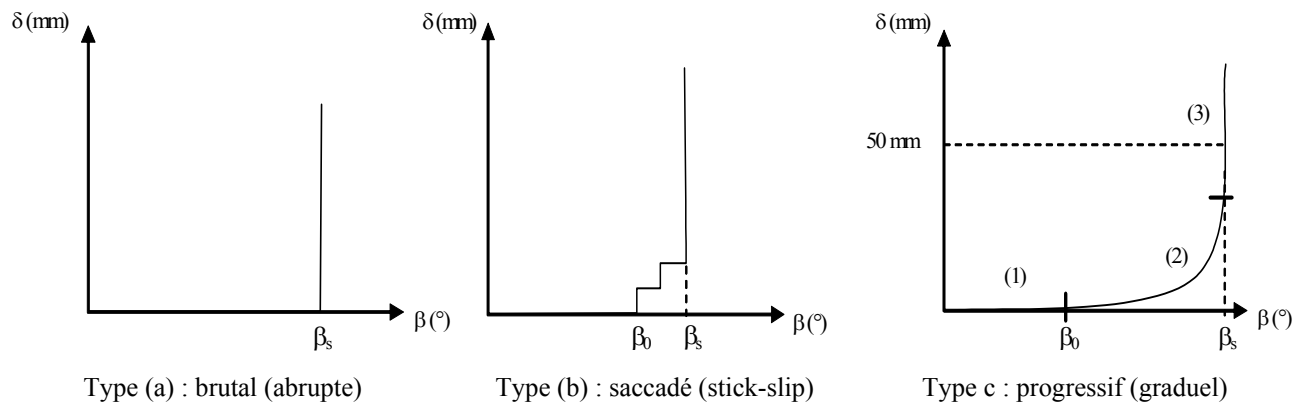
**Figure 6.2. Configuration des essais d'interfaces géosynthétique-géosynthétique.**

Les Figures 6.3 et 6.4 montrent les différentes phases et les différents types de comportement (mécanismes de glissement) qu'on peut observer dans un essai au plan incliné.



**Figure 6.3. Différentes phases d'un essai au plan incliné: (a) Phase 1, phase statique; (b) Phase 2, phase transitoire; (c) Phase 3, phase de glissement non stabilisé ( $\gamma$ : accélération du système;  $\beta_0$ : angle de mobilisation du déplacement initial;  $\beta_s$ : angle de déplacement non stabilisé).**

- Phase 1, appelée phase statique (Fig. 6.3a), où l'élément supérieur de l'interface (géosynthétique supérieur ou boîtier rempli de sol) reste pratiquement immobile ( $\delta=0$ ) sur le plan incliné jusqu'à  $\beta=\beta_0$ ;
- Phase 2, appelée phase transitoire (Fig. 6.3b), où pour une augmentation de l'inclinaison  $\beta$  (pour  $\beta > \beta_0$ ), l'élément supérieur de l'interface présente un déplacement graduel vers l'extrémité inférieure du plan;
- Phase 3, désignée phase de glissement non stabilisé (Fig. 6.3c), où l'élément supérieur de l'interface glisse de manière non stabilisée à une vitesse croissante, bien que l'inclinaison du plan soit constante ( $\beta=\beta_s$ ).



**Figure 6.4. Différents mécanismes de glissement au plan incliné: (a) brutal (rigide-plastique), (b) saccadé (stick-slip) et (c) progressif (écrouissage).**

Selon Reyes-Ramirez & Gourc (2003) et comme décrit sur la Figure 6.4, la phase transitoire (Phase 2) peut avoir lieu de plusieurs façons :

- Glissement brutal (Fig. 6.4a): déplacement abrupte de l'élément supérieur de l'interface sous condition de glissement non stabilisé, avec une phase transitoire presque non-existante ( $\beta_0=\beta_s$ );

- b. Glissement irrégulier (Fig. 6.4b): déplacement  $\delta$  qui augmente selon un comportement du type saccadé (« stick-slip »);
- c. Glissement graduel (Fig. 6.4c): déplacement  $\delta$  qui augmente progressivement avec l'augmentation de l'inclinaison  $\beta$ .

## 6.2.2 Interprétation statique de l'essai

Conventionnellement, l'information principale que l'on cherche à extraire d'un essai de frottement d'interface est l'angle de frottement statique ( $\phi^{stat}$ ) à l'état limite, à l'amorce du "glissement non stabilisé". Dans le cas des interfaces sol-géosynthétique, l'angle de frottement réel de l'interface  $\phi^{stat}$  peut être appréhendé à partir de l'angle de glissement non stabilisé observé au plan incliné ( $\beta_s$ ), en prenant en considération les influences du frottement du dispositif de guidage du boîtier d'essai (report de charge normale  $N_{guide}$  et frottement  $T_{guide}$ ), de la surcharge appliquée à l'interface par le sol ( $W_s = m_s \cdot g$ ) et du poids propre du boîtier ( $W_b = m_b \cdot g$ ), comme indiqué sur la Figure 6.5.

$m_c$  : masse du boîtier

$m_s$  : masse du sol

$N_{guide}$  : réaction normale du système de guides

$T_{guide}$  : frottement du système de guides

$R_{guide}$  : résistance du système de guides

$T_{int}^s$  : résistance dû au frottement sol-interface

$N_{int}$  : réaction normale au niveau de l'interface

$R_{int}$  : résistance au niveau de l'interface

$\beta$  : angle d'inclinaison du plan

$\phi_s$  : angle de frottement statique de l'interface

$g$  : accélération gravitationnel

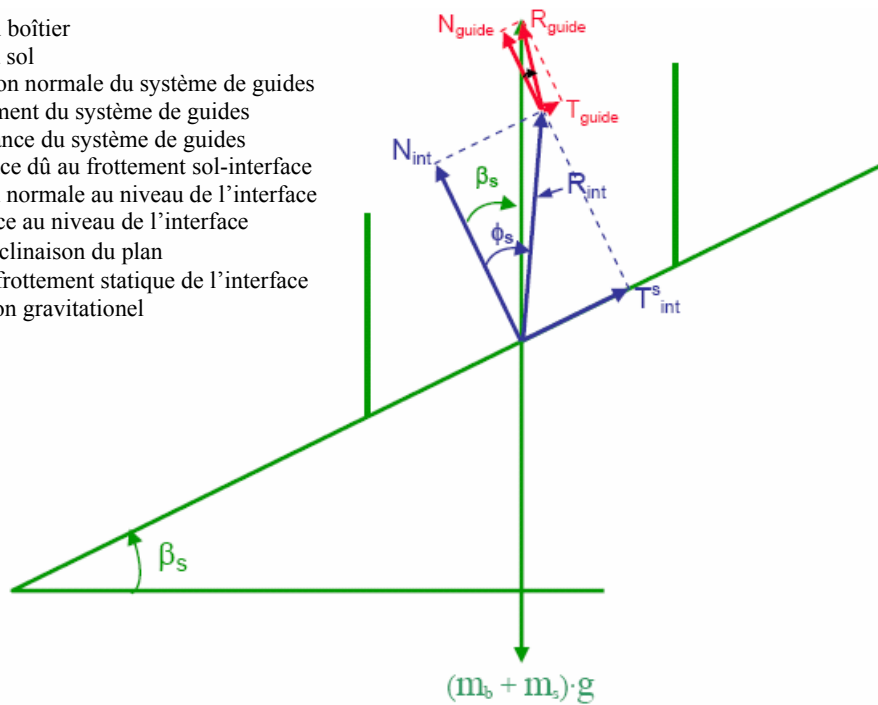


Figure 6.5. Équilibre statique limite du boîtier supérieur.

Les guides sont considérés comme reprenant la composante normale du poids du boîtier (sauf en cas de perte de contact avec les guides, cas non observé) et un pourcentage ( $\alpha$ ) de la composante normale du poids de la surcharge si celle-ci est un sol frottant sur les bords du boîtier (Fig. 6.6a). Dans le cas de la configuration d'essai destinée à la caractérisation de la résistance d'interfaces géosynthétique-géosynthétique (Fig. 6.6b), la surcharge composée de plaques métalliques repose directement sur le géosynthétique et donc les paramètres  $\alpha$  (par rapport au sol) et  $m_c$  (par rapport au boîtier) sont nuls.

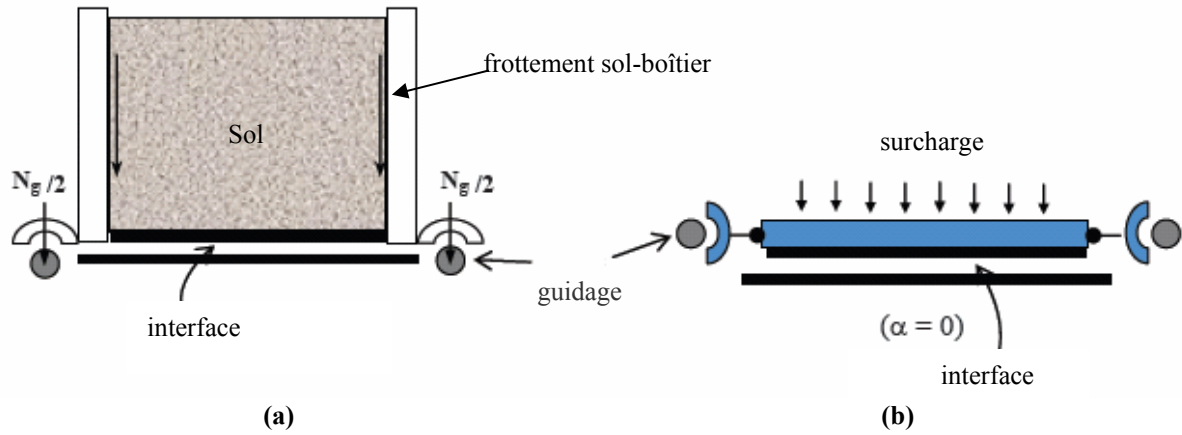


Figure 6.6. Schéma des configurations d'essai sur plan incliné et détails de la transmission de charges: (a) boîtier rempli de sol; (b) plaque de surcharge.

L'équilibre au seuil de glissement (Reyes-Ramirez, 2003) donne :

$$\tan \phi^{stat} = \frac{(m_c + m_s) \cdot g \cdot \sin \beta - T_{guide}}{(1 - \alpha) \cdot m_s \cdot g \cdot \cos \beta} \quad (6.1)$$

Cette équation permet de déterminer l'angle de frottement statique ( $\phi^{stat}$ ) de l'interface sol-géosynthétique.

Dans le cas des interfaces géosynthétique-géosynthétique, le guidage lateral est considéré non-frottant, donc  $T_{guide} = 0$ . Comme il n'y a pas de sol, les paramètres  $\alpha$  et  $m_c$  sont nuls, et l'équation (6.1) est réduite à :

$$\tan \phi^{stat} = \tan \beta \quad (6.2)$$

L'angle de frottement d'interface ( $\phi^{stat}$ ) est obtenu à partir de l'inclinaison  $\beta$  correspondant à un déplacement  $\delta = 50$  mm (European Standard final draft Pr EN ISO 12957, 2001, Article 2, pour l'essai au plan incliné). Dans notre étude, on détermine aussi le paramètre statique  $\phi_o$  obtenu à partir de  $\beta_o$ , et on considère que  $\beta_o$  est la valeur de  $\beta$  pour  $\delta = 1$  mm (Gourc et al., 2006).

### 6.2.3 Interprétation dynamique de l'essai

En réalité le glissement non stabilisé est obtenu dans des conditions dynamiques. L'originalité de la présente étude est de montrer que l'effet de l'accélération du boîtier en glissement ne peut être négligé car ceci entraîne une erreur importante sur les angles de frottement d'interface.

Dans le contexte de l'essai au plan incliné, la résistance résiduelle au cisaillement peut être caractérisée par un angle de frottement dynamique ( $\phi^{dyn}$ ) si après la phase transitoire (passage de  $\phi^{stat}$  à  $\phi^{dyn}$ ), il est possible de déterminer un angle de frottement supposé constant pendant la phase de glissement non stabilisé. Sur la Figure 6.7, les différentes forces agissant sur le boîtier supérieur sont représentées avec leurs composantes normale et tangentielle dans la configuration d'essai du type sol-

géosynthétique. Dans ce cas, on peut appliquer les équations de la dynamique pour en déduire le frottement dynamique au niveau de l'interface.

$m_c$  : masse du boîtier  
 $m_s$  : masse du sol  
 $N_g = N_{\text{guide}}$  : réaction normale du système de guides  
 $T_g = T_{\text{guide}}$  : frottement du système de guides  
 $T_{\text{int}}$  : résistance dû au frottement sol-interface  
 $N_{\text{int}}$  : réaction normale au niveau de l'interface  
 $\beta$  : angle d'inclinaison du plan  
 $g$  : accélération gravitationnel  
 $\phi^{\text{dyn}}$  : angle de frottement dynamique de l'interface  
 $\alpha$  : coefficient de répartition de charge  
 $\gamma$  : accélération

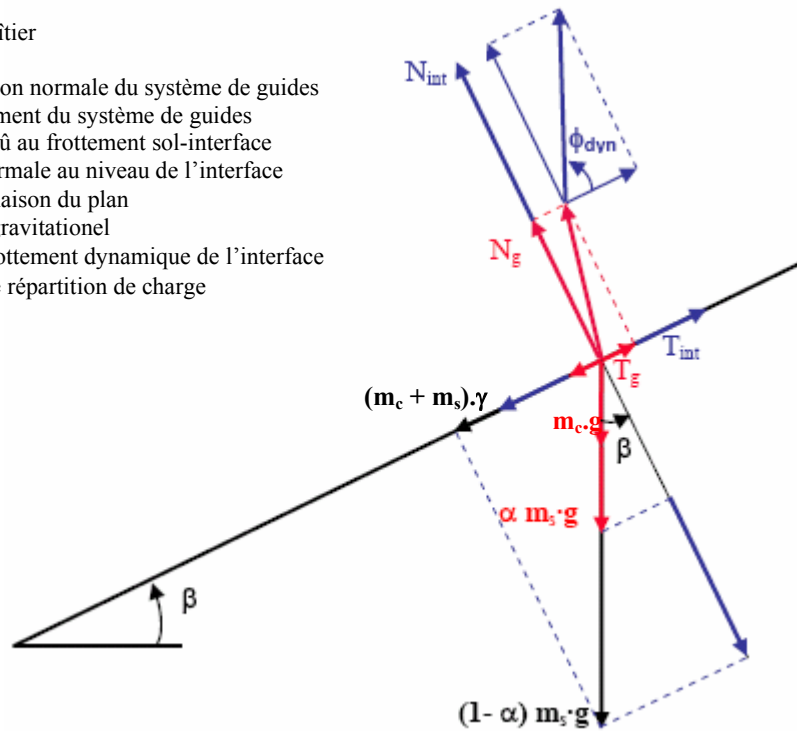


Figure 6.7. Analyse de la condition d'équilibre dynamique du boîtier supérieur pendant la phase de glissement non-stabilisé.

Les résultats présentés ci-dessous confirmeront que le mouvement après une phase transitoire courte devient un mouvement uniformément accéléré ( $\gamma$  constant). Cette analyse nous donne l'expression (6.3) (Reyes-Ramirez, 2003) qui permet d'obtenir l'angle de frottement dynamique ( $\phi^{\text{dyn}}$ ) de l'interface sol-géosynthétique :

$$\tan \phi^{\text{dyn}} = \frac{(m_c + m_s) \cdot g \cdot \sin \beta_s - T_{\text{guide}} - (m_c + m_s) \cdot \gamma}{(1 - \alpha) \cdot m_s \cdot g \cdot \cos \beta_s} \quad (6.3)$$

où  $\gamma$  correspond à l'accélération du système pendant la phase de glissement non-stabilisé.

Dans le cas des interfaces géosynthétique-géosynthétique, l'équation (6.3) est réduite à :

$$\tan \phi^{\text{dyn}} = \tan \beta_s - \frac{1}{\cos \beta_s} \cdot \frac{\gamma}{g} \quad (6.4)$$

L'équation (6.3) s'applique au cas statique pour la phase 1 ( $\beta \leq \beta_0$ ) et de manière approximative pour la phase 2 ( $\beta_0 \leq \beta \leq \beta_s$ ), où on peut considérer  $\gamma=0$ . Donc, pour cette condition on obtient pour l'équation (6.3) :

$$\tan \phi^{stat} = \frac{(m_c + m_s) \cdot g \cdot \sin \beta_s - T_{guide}}{(1 - \alpha) \cdot m_s \cdot g \cdot \cos \beta_s} \quad (6.5)$$

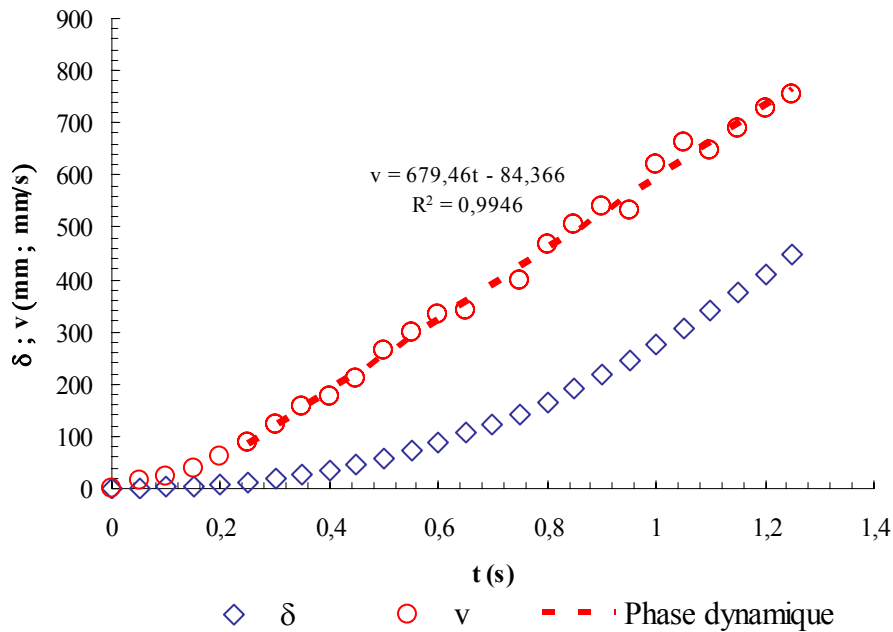
et pour l'équation (6.4) on obtient :

$$\tan \phi^{stat} = \tan \beta_s \quad (6.6)$$

avec  $\beta_s = \beta_{s0}$ .

On peut donc en déduire que les équations (6.1) et (6.2) sont des cas particuliers respectivement des équations (6.3) et (6.4), mais uniquement si  $\gamma$  peut être considéré comme nul.

La phase dynamique peut être interprétée à partir des données de l'essai correspondant à la phase de glissement non stabilisé. La Figure 6.8 montre un exemple d'enregistrement au cours du temps du déplacement relatif ( $\delta$ ) et des vitesses ( $v$ ) pendant un essai au plan incliné. Dans ce cas, l'accélération  $\gamma$  correspond à la pente de la droite représentant la fonction vitesse ( $v$ ) versus temps ( $t$ ).



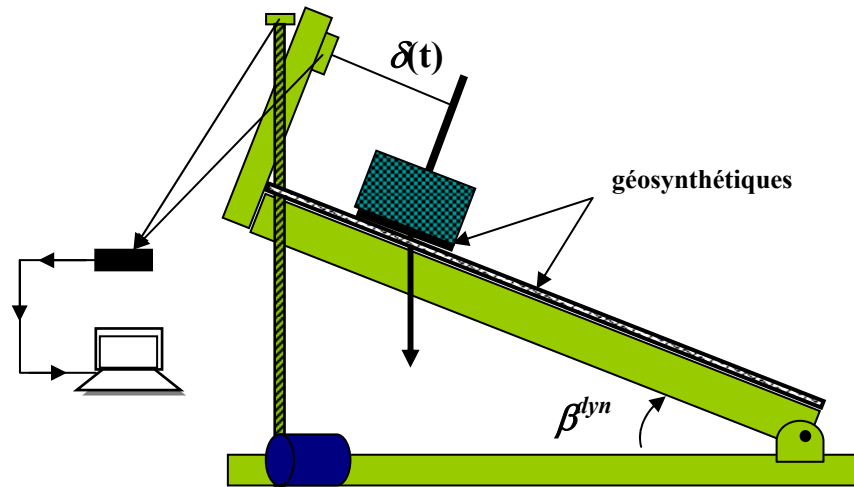
**Figure 6.8. Détermination de l'accélération  $\gamma$  à partir des données de la phase de glissement non-stabilisé d'un essai au plan incliné (interface géospaceur-géomembrane).**

Pour les essais correspondant aux interfaces sol-géosynthétique, on utilise les données de la phase de glissement non stabilisé d'un essai conventionnel, c'est-à-dire, d'un essai destiné à déterminer les paramètres de frottement statiques. Ce qui permet d'obtenir  $\gamma$  et donc  $\phi^{dyn}$  avec l'équation (6.3).

Pour les interfaces géosynthétique-géosynthétique, on réalise d'abord un essai conventionnel pour obtenir l'angle de glissement non stabilisé ( $\beta_s$ ), puis un essai dynamique où l'angle d'inclinaison de la base rigide (plan support du système) est fixé selon un angle  $\beta^{dyn} > \beta_s$ . On fait ensuite glisser un géosynthétique sur l'autre en



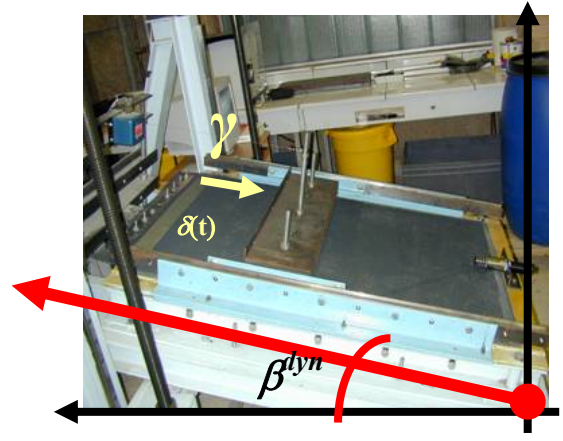
considérant cette condition d'inclinaison. Le paramètre  $\beta^{dyn}$  est désigné « angle de glissement dynamique ». La Figure 6.9 montre les étapes de l'essai.



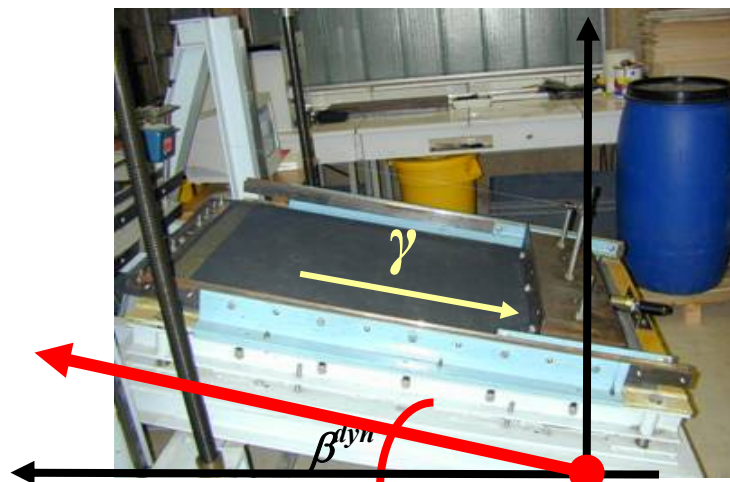
(a) schéma général de l'essai dynamique avec fixation de l'angle de inclinaison du plan support ( $\beta^{dyn} > \beta_s$ )



(b) début de l'essai ( $\delta=0$ ) avec  $\beta^{dyn} > \beta_s$  préalablement fixé



(c) glissement du géosynthétique supérieur avec accélération  $\gamma$  (pour  $\beta^{dyn}$  fixé)



(d) fin de l'essai

Figure 6.9. Essai dynamique pour l'obtention du frottement dynamique ( $\phi^{dyn}$ ) des interfaces géosynthétique-géosynthétique.



### 6.3 Programme d'étude expérimentale concernant la résistance au cisaillement d'interfaces géosynthétique-géosynthétique

#### 6.3.1 Matériaux étudiés

Les matériaux employés dans cette recherche expérimentale destinée à caractériser la résistance d'interfaces géosynthétique-géosynthétique sont identifiés dans le Tableau 6.1.

**Tableau 6.1. Caractéristiques des géosynthétiques employés dans le programme expérimental d'étude des interfaces géosynthétique-géosynthétique.**

Produit	Matériel	Fabricant (notation)	Épaisseur (mm)
Géomembrane	PEHD	GSE (GM <sub>PEHDA</sub> )	1,5
	PEHD	Atarfil (GM <sub>PEAHDdb</sub> )	1
	PEHD	Agro (GM <sub>PEHDe</sub> )	1,5
	PVC	Alkor (GM <sub>PVC</sub> )	1
	PP	Siplast (GM <sub>PP</sub> )	1
Géospaceur	PEHD	Wavin (GS6)	6
	PEHD	Wavin (GS8)	8

Note: PEHD: Polyéthylène Haute Densité; PVC (Chlorure de PolyVinyl) ; PP (PolyPropylène)

Il s'agit de géomembranes (GM) de différentes natures (PEHD, PVC, PP), différentes épaisseurs et différentes textures, et aussi de géospaceurs de 6 mm (GS6) et 8 mm (GS8) d'épaisseur (Fig. 6.10).



**Figure 6.10. Géospaceurs utilisés.**

#### 6.3.2 Essais de déformation cumulée

Ces essais sont censés évaluer l'influence de l'endommagement superficiel (déformation induite) au niveau de l'interface sur les paramètres de résistance au cisaillement de l'essai plan incliné. Cet endommagement a lieu soit pendant la phase de mise en place des nappes géosynthétiques (déplacement des nappes les unes par rapport

aux autres, trafic de personnes et d'équipements lors de la mise en place), soit par déplacement relatif qui se passe au cours de la mise en oeuvre de la couche de couverture ou à l'occasion du trafic ultérieur d'engins, ou encore du fait du tassement des déchets, de systèmes d'ancrage déficients, des phénomènes d'expansion ou rétraction thermique des nappes géosynthétiques et des phénomènes sismiques.

Dans cet essai, on teste le même échantillon géosynthétique plusieurs fois. Pour chaque essai (numeroté  $j=1$  jusqu'à  $n$ ), le géosynthétique supérieur glisse jusqu'à atteindre un certain déplacement. Le déplacement tangentiel pendant un certain essai ( $\delta$ ) est identifié dans le but de le distinguer du déplacement tangentiel total ( $\Delta$ ) subi par l'échantillon durant toute une série d'essais, avec  $\Delta_0$  correspondant au déplacement cumulé au début de l'essai et  $\Delta_f$  correspondant au déplacement cumulé à la fin (pour l'essai 1:  $\Delta_0 = 0$ ,  $\Delta_f = 300$  mm, par exemple). Une contrainte  $\sigma_0 = 5$  kPa (correspondant à 30 cm d'une couche de sol de couverture dont  $\gamma_h = 16$  kN/m<sup>3</sup>) a été appliquée au début de chaque essai. Par ailleurs, on a considéré exclusivement la déformation cumulée sur la surface du géosynthétique supérieur. Donc, pour chaque cycle d'essai, le géosynthétique supérieur (collé à la plaque en bois, voir Figure 6.2b) était conservé, tandis que le géosynthétique inférieur (fixé au plan support ou base rigide) sur lequel le géosynthétique supérieur glisse, était remplacé par un échantillon neuf.

### 6.3.3 Essais d'inversion de la position relative entre les éléments d'interface

Ces essais sont censés évaluer, pour une même interface, une éventuelle influence de l'inversion de position entre l'élément dit actif (celui qui glisse) et l'élément dit passif (celui sur lequel le glissement se passe) sur les paramètres de résistance d'interface. La Figure 6.11 présente un exemple pour le système géospaceur-géomembrane.

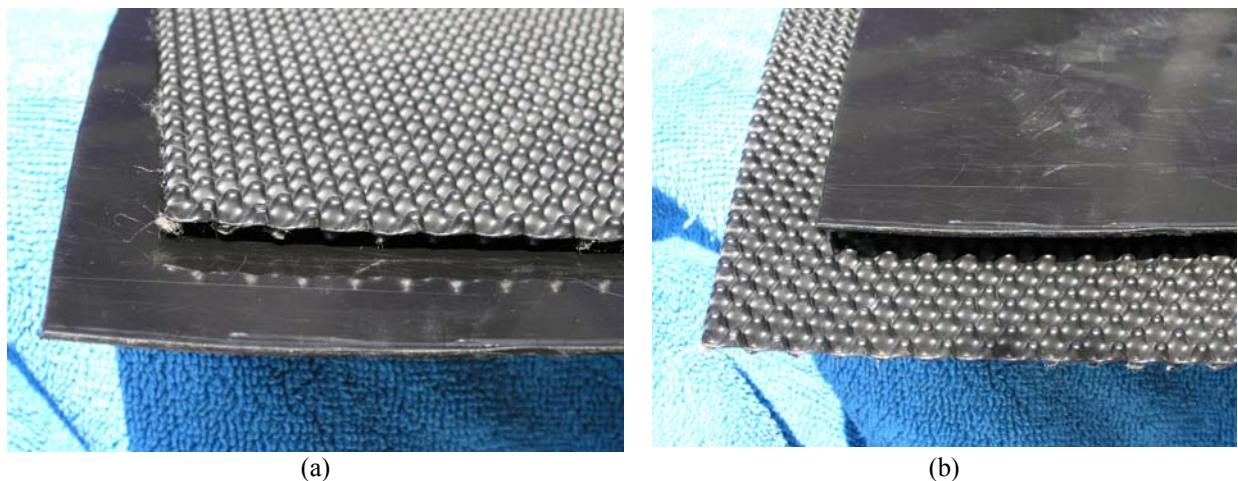


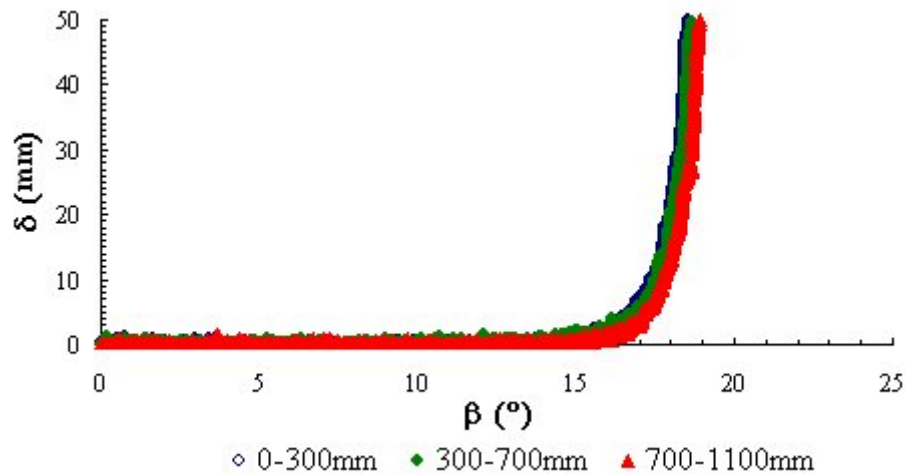
Figure 6.11. Représentation schématique des différentes positions relatives entre les éléments d'un même système géosynthétique: (a) interface géospaceur-géomembrane (GS-GM); (b) interface géomembrane-géospaceur (GM-GS).

### 6.3.4 Résultats: influence de la déformation cumulée

#### 6.3.4.1 Interface GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEHDC</sub>

Le même échantillon de géospaceur de 6 mm a été testé avec les échantillons intacts de la géomembrane GM<sub>PEHDC</sub> (Agru). Au premier cycle (0-300mm), on détermine les

paramètres d'interface de référence et à partir du deuxième cycle il est possible d'évaluer l'influence de la déformation cumulée sur la surface du géospaceur dûe au cycle antérieur. La Figure 6.12 permet de vérifier que la déformation cumulée ne change pas significativement les paramètres statiques  $\phi_0 = \beta_0$  et  $\phi_{50} = \beta_{50}$  (paramètre statique standard selon la norme Pr EN ISO 12957, 2001).



Cycle j	1	2	3
$\Delta_0/\Delta_f$ (mm/mm)	0/300	300/700	700/1100
$\phi_0(^{\circ})$	14,4	13,9	14,0
$\phi_{50}(^{\circ})$	18,6	18,7	19,0

Figure 6.12. Essais de déformation cumulée sur l'interface  $GS_{6mm}$ - $GM_{PEHDc}$ : influence sur les paramètres statiques.

Par contre, jusqu'au déplacement  $\delta=50$  mm, il n'est pas possible de prévoir le comportement de cette interface au-delà d'un déplacement de 50 mm. La Figure 6.13 montre tout le process de mobilisation du glissement au long de l'interface jusqu'à la fin de chaque essai (c'est-à-dire, jusqu'à  $\beta = \beta_s$ ).

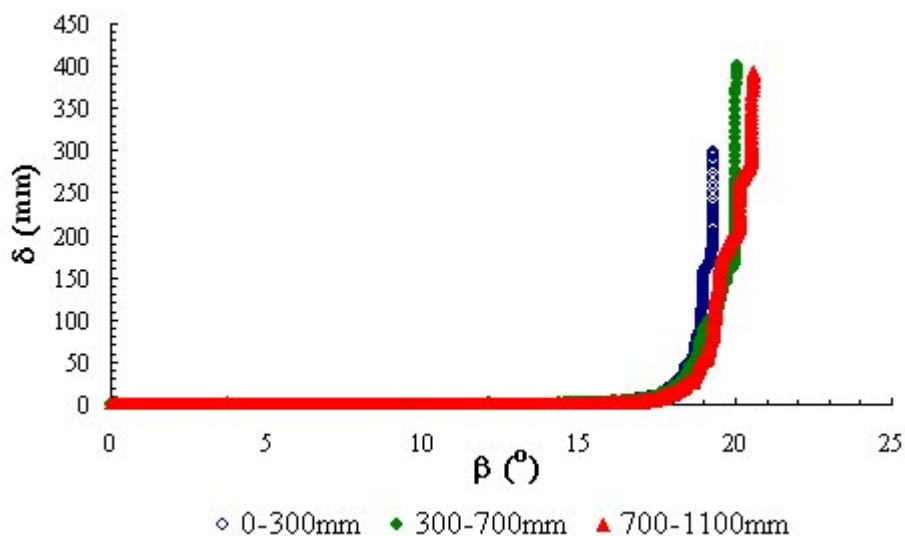


Figure 6.13. Essais de déformation cumulée sur l'interface  $GS_{6mm}$ - $GM_{PEHDc}$ : influence sur la phase de glissement non stabilisé.

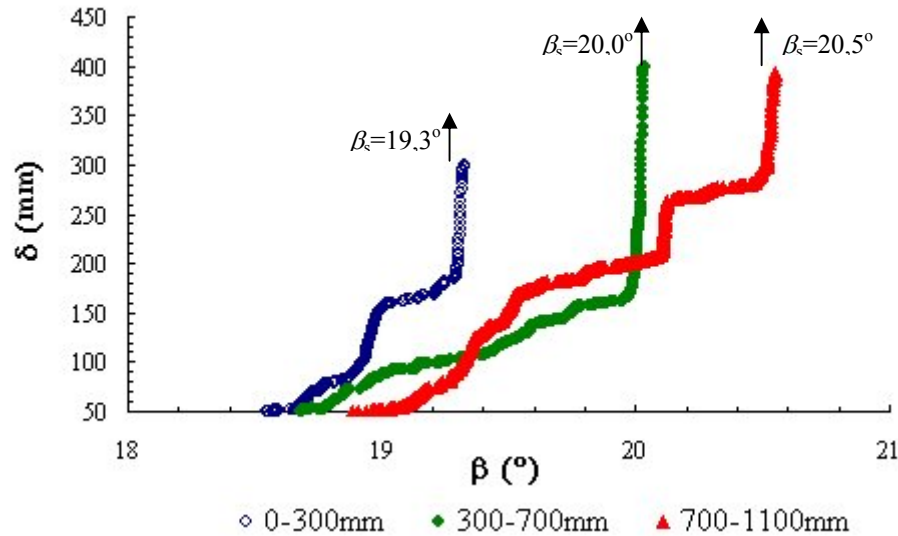


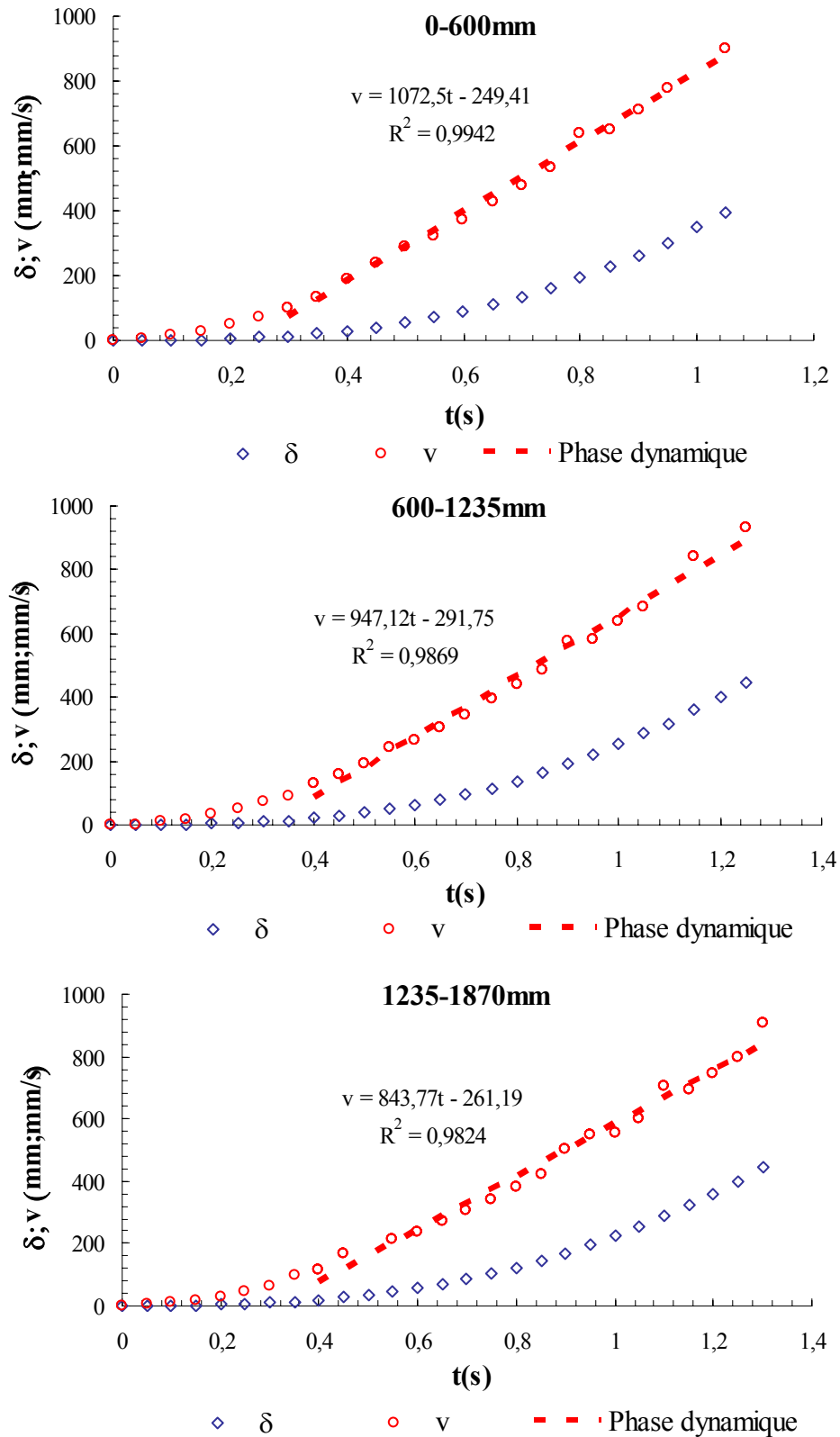
Figure 6.13. Suite.

On constate que pendant le premier cycle de déformation (0-300mm), après avoir atteint un déplacement de 50 mm (niveau de déplacement défini par la norme), l'interface présente une phase intermédiaire similaire à un comportement de type saccadé, avant d'atteindre le glissement non stabilisé. La déformation cumulée favorise ce type de comportement. Pour l'interface  $GS_{6mm}$ - $GM_{PEHDc}$ , la déformation cumulée se répercute donc essentiellement sur la phase dynamique et rend le système plus stable (avec une augmentation du frottement d'interface correspondant à la phase de glissement non stabilisé).

On peut confirmer ce constat avec les essais dynamiques menés sur des échantillons soumis également au process de déformation cumulée. La Figure 6.14 montre les courbes  $\delta(t)$  et  $v(t)$  ainsi que les paramètres respectifs obtenus au cours de chaque cycle de déformation induite.

Les essais dynamiques confirment les observations expérimentales de la Figure 6.13. L'augmentation du frottement dynamique démontre que l'interface est en fait modifiée pendant le glissement, c'est-à-dire que cette interface est sensible à la déformation cumulée. Bien que le début du déplacement relatif se produit sur une interface intacte, il est possible que, pendant les premiers millimètres de déplacement, l'interface change et devient plus « frottante » : elle devient plus stable grâce à la mobilisation de la résistance.

Dans le cas où cette interface présente un frottement initial dynamique un peu plus petit que le frottement statique, il est probable que le glissement cesse après quelques millimètres de déplacement relatif et que le système atteigne la condition de stabilité. Dans le cas d'interfaces sensibles à la déformation cumulée, où la différence entre l'angle de frottement statique et dynamique est significative, il est important de connaître le déplacement relatif nécessaire pour que le frottement dynamique soit égal au frottement statique initial et pour que le système atteigne la condition de stabilité après le début du glissement.

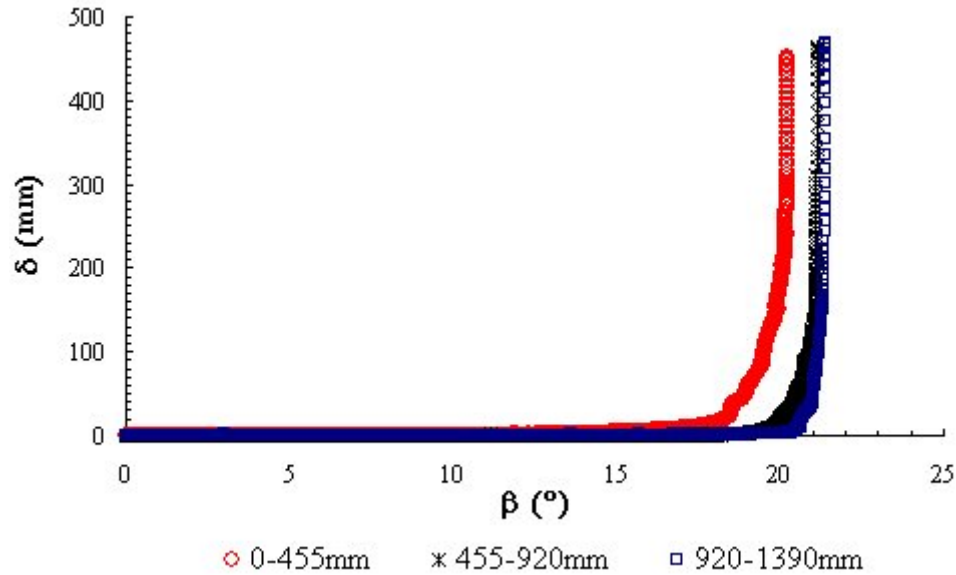


Cycle j	1	2	3
$\Delta_o/\Delta_f$ (mm/mm)	0/600	600/1235	1235/1870
$\beta^{dyn}$ (°)	25,2	25,1	25,2
$\gamma$ (m/s <sup>2</sup> )	1,07250	0,94712	0,84377
$\phi^{dyn}$ (°)	19,2	19,9	20,5

Figure 6.14. Essais dynamiques sur l'échantillon représentatif de l'interface GS6-GM<sub>PEHDC</sub> soumise aux cycles de déformation cumulée.

### 6.3.4.2 Interface GS<sub>8mm</sub>-GM<sub>PEHDc</sub>

La Figure 6.15 présente les résultats des essais de déformation cumulée sur l'échantillon de l'interface GS<sub>8mm</sub>-GM<sub>PEHDc</sub> et les paramètres statiques pour chaque cycle de déformation.



Cycle j	1	2	3
$\Delta_o/\Delta_f$ (mm/mm)	0/455	455/920	920/1390
$\phi_o$ (°)	9,2	9,1	9,1
$\phi_{50}$ (°)	19,0	20,5	21,0

Figure 6.15. Essais de déformation cumulée sur l'interface GS<sub>8mm</sub>-GM<sub>PEHDc</sub>: influence sur les paramètres statiques.

La déformation cumulée ne change pas le paramètre  $\phi_o$ . Par contre,  $\phi_{50}$  présente une tendance à l'augmentation avec la déformation induite. L'interface devient plus résistante (plus « frottante ») et le système impose des plus grandes valeurs de  $\beta_s$  pour que le glissement non stabilisé soit atteint.

Il apparaît que le premier cycle de déformation est le plus influent sur  $\phi_{50}$  et sur  $\phi^{dyn}$  (voir le Tableau 6.2) car la déformation générée par les cycles postérieurs n'est pas capable de changer significativement ces paramètres. La relation  $\phi^{dyn} > \phi_{50}$  obtenu à partir du premier cycle indique l'effet des modifications imposées à l'interface par la déformation cumulée.

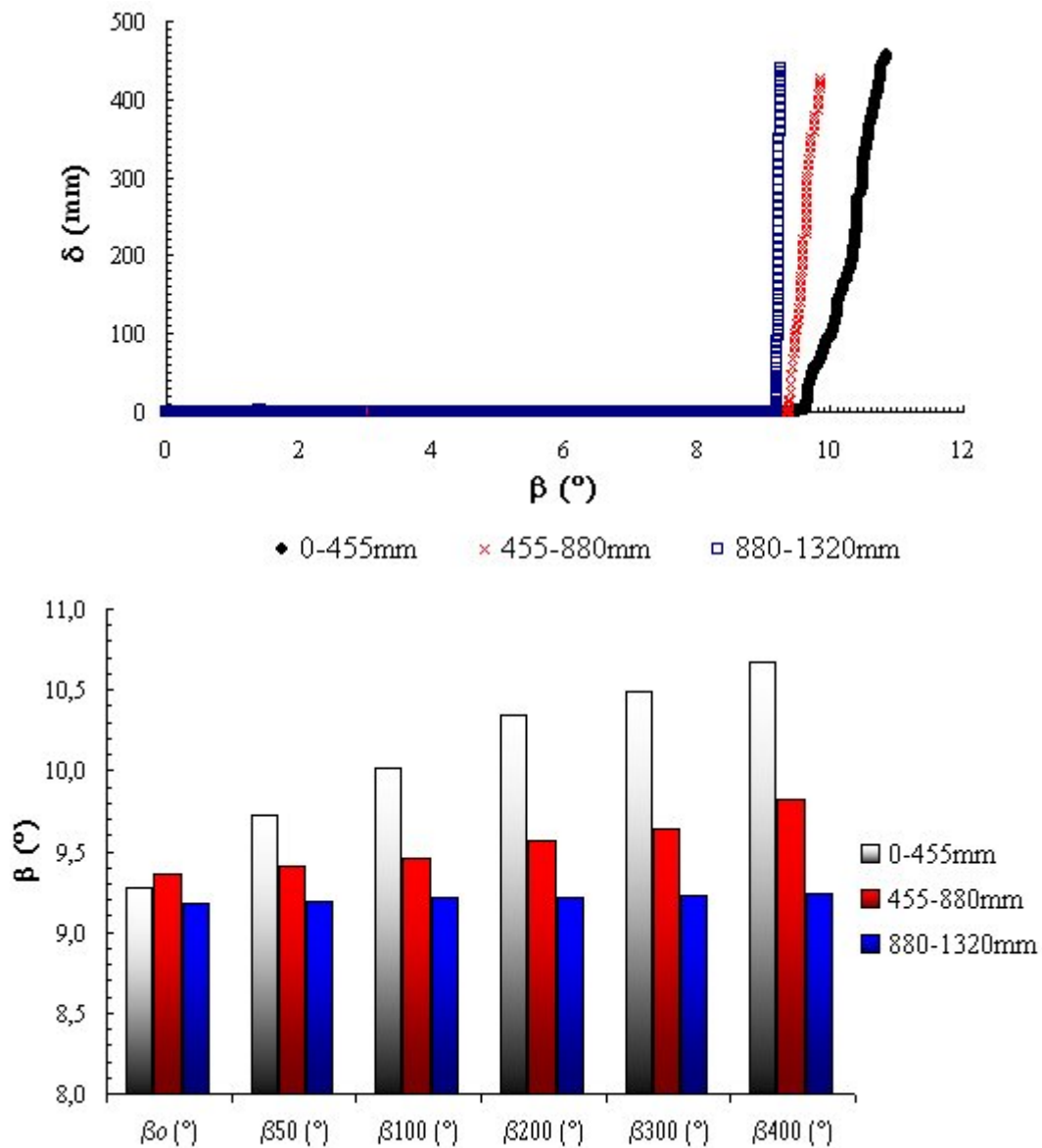
Tableau 6.2. Effet de la déformation cumulée sur le paramètre de frottement dynamique: interface GS<sub>8mm</sub>-GM<sub>PEHDc</sub>.

Cycle j	1	2	3
$\Delta_o/\Delta_f$ (mm/mm)	0/575	575/1180	1180/1785
$\beta^{dyn}$ (°)	25,1	25,2	25,2
$\gamma$ (m/s <sup>2</sup> )	0,68143	0,60563	0,67946
$\phi^{dyn}$ (°)	21,4	21,9	21,5



### 6.3.4.3 Interface GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PP</sub>

La Figure 6.16 montre les résultats des essais de déformation cumulée réalisés sur l'interface GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PP</sub>.



Cycle j ( $\Delta_0/\Delta_f$ )	$\beta_0$ (°)	$\beta_{50}$ (°)	$\beta_{100}$ (°)	$\beta_{200}$ (°)	$\beta_{300}$ (°)	$\beta_{400}$ (°)
1 (0-455)	9,3	9,7	10,0	10,3	10,5	10,7
2 (455-880)	9,4	9,4	9,5	9,6	9,6	9,8
3 (880-1320)	9,2	9,2	9,2	9,2	9,2	9,2

Figure 6.16. Essais de déformation cumulée sur l'interface GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PP</sub>.

Dans ce cas, on peut noter une réduction du frottement d'interface, qui peut être quantifiée par la pente des courbes  $\delta(\beta)$  pour chaque cycle de déformation pendant la phase de glissement (Tableau 6.3).

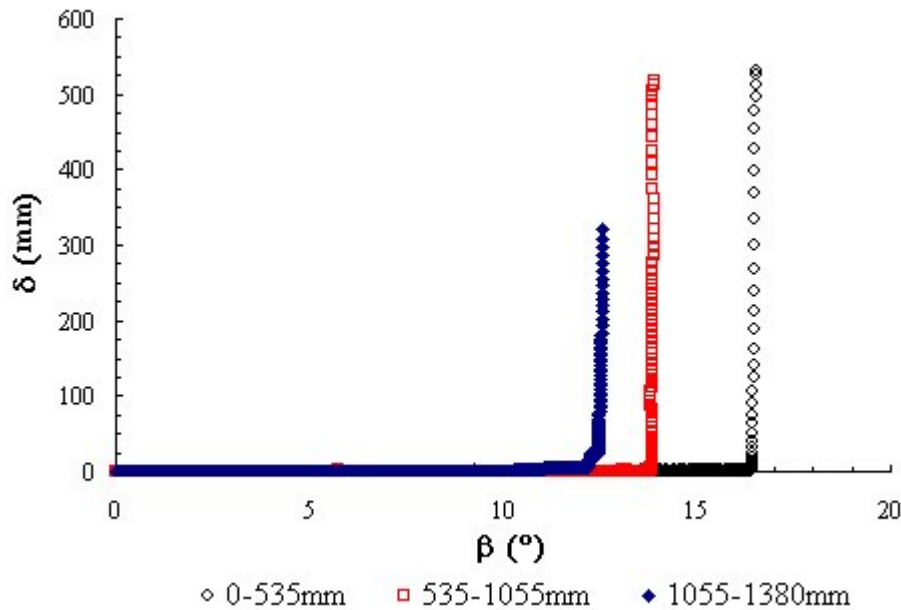
**Tableau 6.3. Pente des courbes  $\delta(\beta)$  correspondant à la phase de glissement non stabilisé pour chaque cycle de déformation cumulée sur l'interface GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>pp</sub>.**

Cycle	1	2	3
$\Delta o/\Delta f$ (mm/mm)	0/575	575/1180	1180/1785
$d\delta/d\beta$ (mm/°)	377	922	6577

L'augmentation de la pente des courbes ( $d\delta/d\beta$ ) démontre l'augmentation de la vitesse de déplacement pour des accroissements égaux de l'angle  $\beta$ . Cela signifie qu'il y a un accroissement de l'accélération du géospaceur à cause du changement de comportement d'interface: un glissement initial de type graduel devient un glissement de type brutal ou abrupt. A partir d'un certain déplacement, l'interface, endommagée par la déformation cumulée, atteint le glissement non stabilisé avec um déplacement plus petit, tandis que l'échantillon intact à l'origine (vierge) ne présente pas cette tendance ( $\beta_s$  augmente avec l'accroissement du déplacement). Dans la Figure 6.16,  $\beta_{50}$ ,  $\beta_{100}$ ,  $\beta_{200}$ ,  $\beta_{300}$  et  $\beta_{400}$  représentent respectivement les angles d'inclinaison  $\beta$  correspondant aux déplacements de 50, 100, 200, 300 et 400 mm pour chaque essai. Le paramètre  $\beta_o$  statique reste inchangé.

#### 6.3.4.4 Interface GM<sub>PEHDb</sub>-GS<sub>6mm</sub>

La Figure 6.17 montre les résultats des essais de déformation cumulée réalisés sur l'interface GM<sub>PEHDb</sub>-GS<sub>6mm</sub>.



Cycle j	1	2	3
$\Delta o/\Delta f$ (mm/mm)	0/535	535/1055	1055/1380
$\phi_o(^{\circ})$	12,7	11,7	9,4
$\phi_{s0}(^{\circ})$	16,4	13,9	12,5
$\beta_s(^{\circ})$	16,4	13,9	12,5

**Figure 6.17. Essais de déformation cumulée sur l'interface GM<sub>PEHDb</sub>-GS<sub>6mm</sub>.**

Le Tableau 6.4 présente le rapport entre les tangentes des angles de frottement statiques de chaque cycle d'essai et les mêmes tangentes correspondant aux valeurs du premier cycle de déformation (j=1: valeurs caractéristiques de l'échantillon intact).



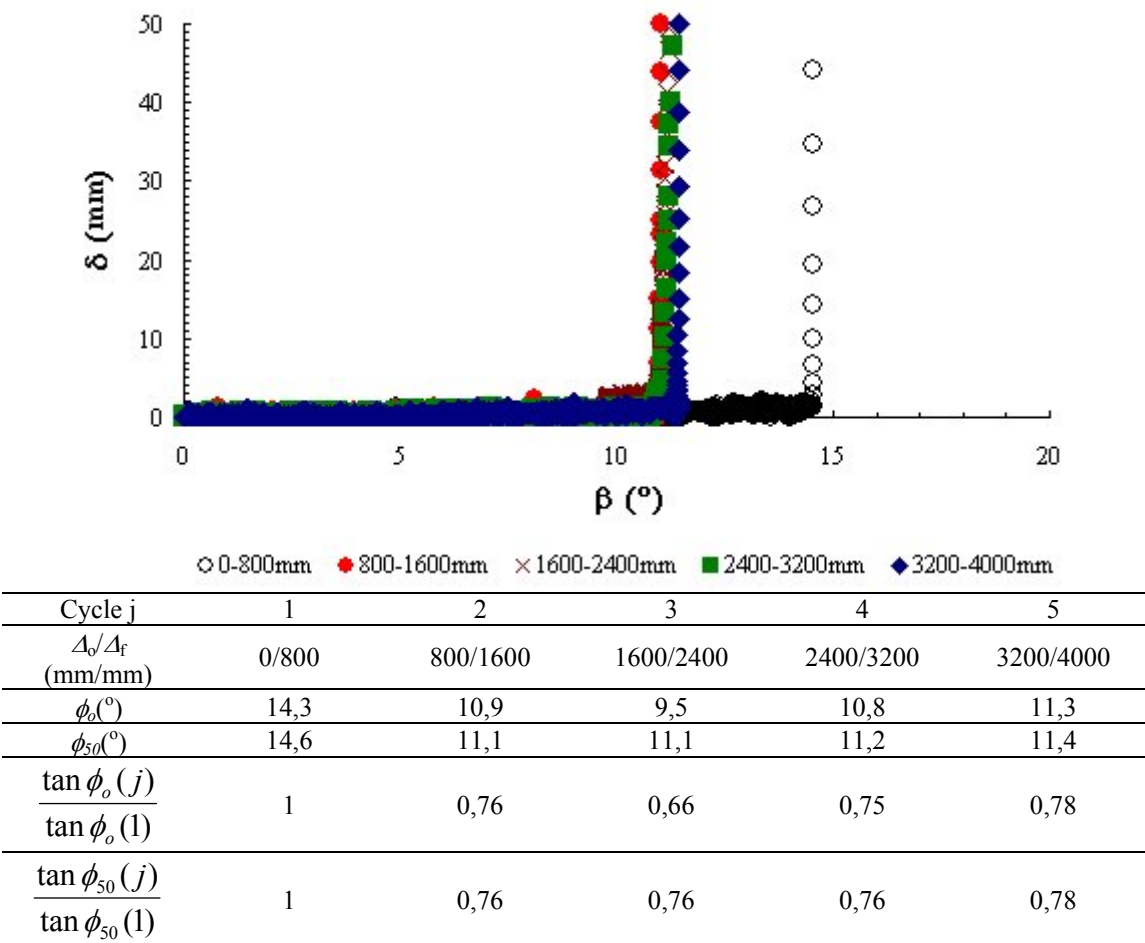
**Tableau 6.4. Effet de la déformation cumulée sur les paramètres de frottement statiques: interface  $GM_{PEHDb}-GS_{6mm}$**

Cycle j	1	2	3
$\tan \phi_o(j) / \tan \phi_o(1)$	1	0,92	0,73
$\tan \phi_{50}(j) / \tan \phi_{50}(1)$	1	0,84	0,75

Dans ce cas où la géomembrane en PEHD glisse sur le géospaceur, on vérifie que le premier cycle de déformation cumulée occasionne une réduction des paramètres de frottement statiques et que le deuxième cycle n'est pas capable d'arrêter cette tendance.

#### 6.3.4.5 Interface $GM_{PEHDa}-GS_{6mm}$

La Figure 6.18 montre les résultats des essais de déformation cumulée réalisés sur l'interface  $GM_{PEHDa}-GS_{6mm}$ .



**Figure 6.18. Essais de déformation cumulée sur l'interface  $GM_{PEHDa}-GS_{6mm}$ .**

Dans ce cas, il y a une réduction du frottement d'interface après le premier cycle de déformation cumulée qui est réponsable de changements irréversibles sur la surface de la géomembrane. On vérifie que l'accroissement postérieur de la déformation n'arrive pas à changer les propriétés de résistance de cette interface.

#### 6.3.4.6 Interface GM<sub>PEHDA</sub>-GS<sub>8mm</sub>

Les courbes représentées sur la Figure 6.19 montrent que si on considère exclusivement le niveau de déplacement relatif nécessaire à l'obtention du paramètre de frottement statique défini par la norme ( $\phi_{50}$ ), on arrive à la conclusion que les interfaces testées présentent un comportement sous glissement absolument identique et du type brutal ou abrupt.

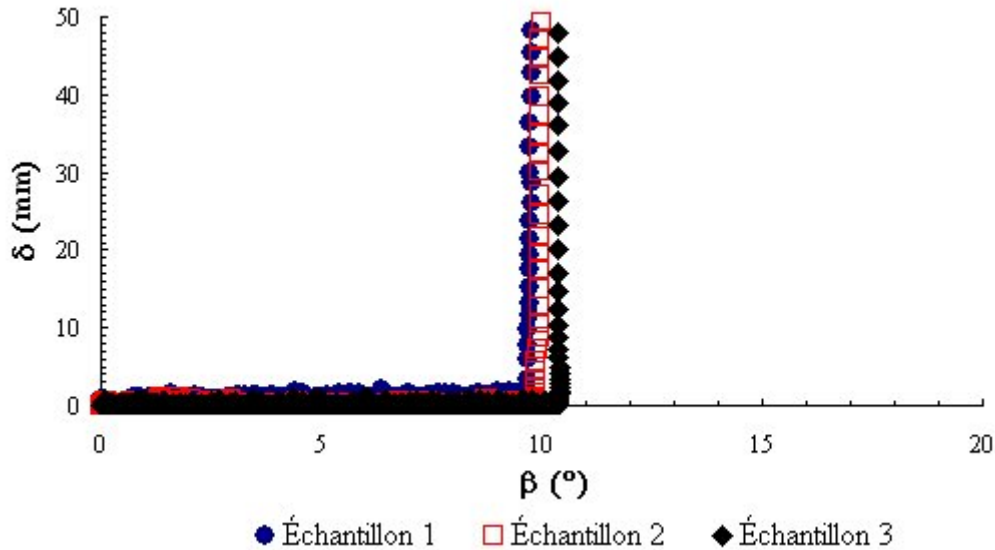


Figure 6.19. Courbes  $\delta(\beta)$  du système GM<sub>PEHDA</sub>-GS<sub>8mm</sub>: déplacements jusqu'à 50 mm.

Par contre, le process de mobilisation du glissement non stabilisé (Fig. 6.20) révèle un comportement très particulier et non-attendu de cette interface, caractérisé par un phénomène de stick-slip (saccadé), commun aux matériaux granulaires mais également possible avec les interfaces géosynthétiques.

Dans le cas de ces interfaces, ce phénomène peut être expliqué par l'apparition de modifications texturales successives dues à la déformation cumulée sur la surface du géosynthétique. Une telle déformation serait donc capable de transformer successivement les propriétés de résistance de cette interface, engendrant des phases de comportement statique (avec des paliers de déplacement constant tels que  $d\delta/d\beta \rightarrow 0$ ), suivies par des phases de comportement dynamique (avec un accroissement abrupt du déplacement tel que  $d\delta/d\beta \rightarrow \infty$ ).

On vérifie donc que le comportement régulier présenté par l'interface jusqu'au niveau de déplacement défini par la norme Pr EN ISO 12957 (2001), n'est plus valable pour les niveaux de déplacement plus grands.

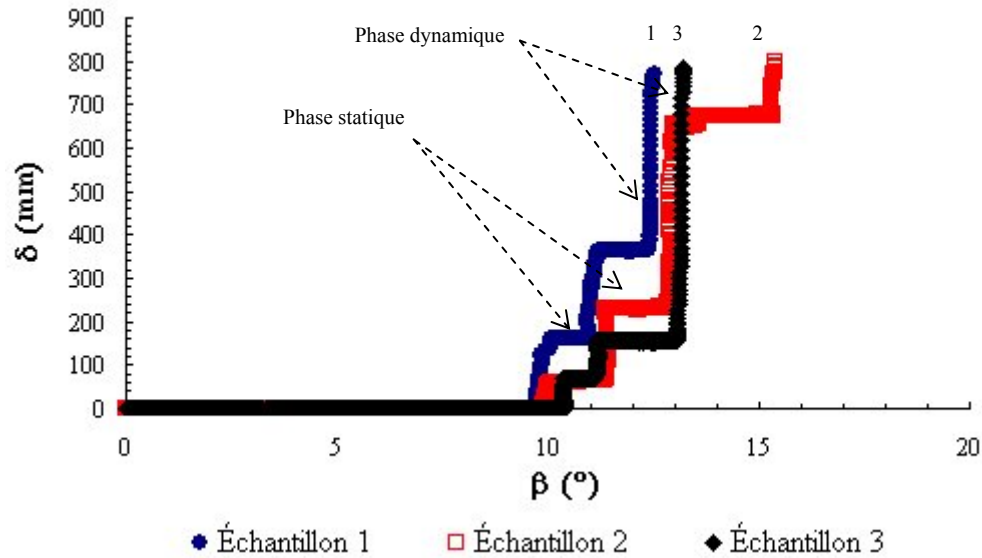


Figure 6.20. Courbes  $\delta(\beta)$  de l'interface GM<sub>PEHDA</sub>-GS<sub>8mm</sub>: comportement du type « stick-slip » ou saccadé de l'interface géosynthétique.

La réponse de cette interface au cumul de déformation peut être observée sur la Figure 6.21, laquelle présente les résultats des essais de déformation cumulée sur les échantillons 2 et 3 vus précédemment.

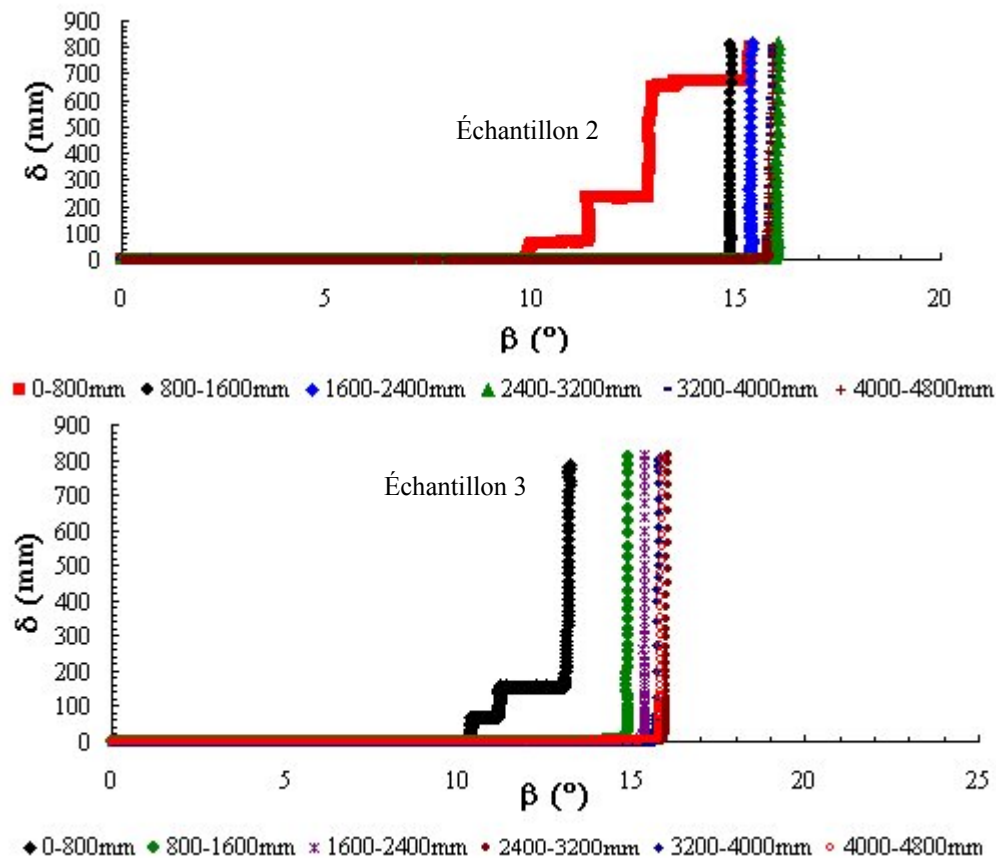


Figure 6.21. Influence du cumul de déformation sur le comportement sous glissement de l'interface GM<sub>PEHDA</sub>-GS<sub>8mm</sub>: échantillons 2 et 3.

On note qu'un tel process ne fait pas qu'augmenter les propriétés « frottantes » de l'interface, mais il efface aussi la tendance au comportement « stick-slip » identifié précédemment sur les échantillons initialement intacts. La répétabilité au-delà du premier test de glissement est correcte, ce qui n'était pas le cas pour le deuxième test comparé au test de glissement initial.

Ces constats expérimentaux mettent en évidence la sensibilité des complexes avec géosynthétiques au phénomène de déformation cumulée ainsi que l'importance d'évaluer le comportement « frottant » de ces interfaces pour des niveaux de déplacement relatif plus grands que ceux définis par la norme. Dans ce cas, l'augmentation de résistance avec la déformation cumulée correspond à  $5^{\circ}$ - $6^{\circ}$  pour  $\phi_{50}$ , et il faut rappeler que cette même géomembrane avait vu ses propriétés résistantes réduites lors du contact avec le géospaceur de 6 mm (voir Fig. 6.18, interface  $GM_{PEHDa}$ - $GS_{6mm}$ ). Donc l'endommagement de surface peut induire soit une augmentation, soit une diminution de la valeur de frottement.

### 6.3.5 Résultats : influence de la position relative des éléments de l'interface

#### 6.3.5.1 Système $GS_{6mm}$ - $GM_{PEHDc}$

Le système  $GS_{6mm}$ - $GM_{PEHDc}$  (Géospaceur 6mm - Géomembrane Agru, voir Tableau 6.1) correspond à deux orientations d' interfaces possibles :  $GS_6$ - $GM_{PEHDc}$  et  $GM_{PEHDc}$ - $GS_6$ . La Figure 6.22 montre les courbes déplacement-angle d'inclinaison ( $\delta(\beta)$ ) de ces interfaces.

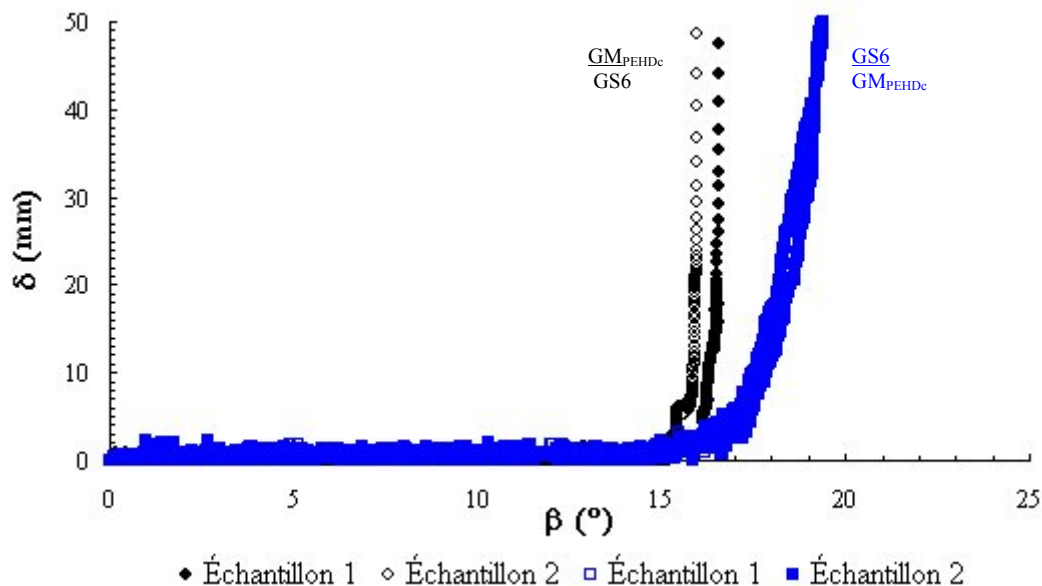
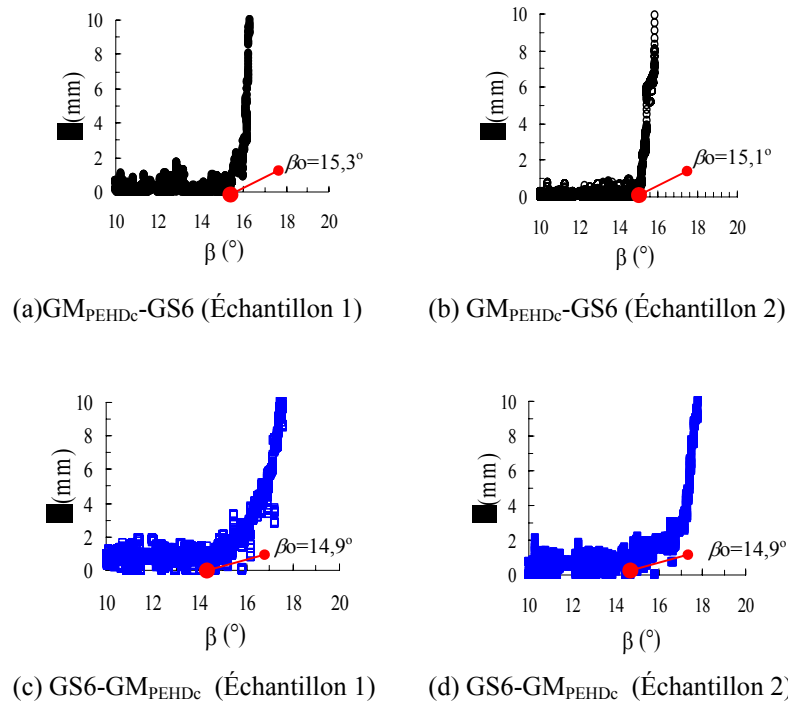


Figure 6.22. Courbes  $\delta(\beta)$  du système  $GS_{6mm}$ - $GM_{PEHDc}$ : influence de la position relative.

On note que, bien qu'il s'agisse de la même interface, les résultats sont différents en ce qui concerne la valeur des paramètres et la forme des courbes (correspondant au type de mécanisme de glissement). Il ressort que la résistance d'interface est mobilisée de manière différente lorsqu'on intervertit la position relative des éléments géosynthétiques actif (celui qui glisse) et passif (celui sur lequel se produit le glissement). Selon la Fig. 6.22, dans le cas de l'interface géomembrane ( $GM_{PEHDc}$ ) sur géospaceur ( $GS_6$ ), identifiée par  $GM_{PEHDc}$ - $GS_6$ , on constate un comportement du type « glissement brutal »,

tandis que l'interface inverse GS6-GM<sub>PEHDC</sub> présente un comportement du type «glissement progressif ou graduel». Il est rassurant d'observer que logiquement ces différents comportements n'entraînent pas de modification significative de l'angle de mobilisation initial du déplacement progressif ( $\beta_0 = \phi_0$ ) (lequel reste presque inchangé, voir Figure 6.23). La Figure 6.22 et le Tableau 6.5 montrent une différence marquée entre les paramètres  $\phi_{50}$  correspondant à chaque configuration.

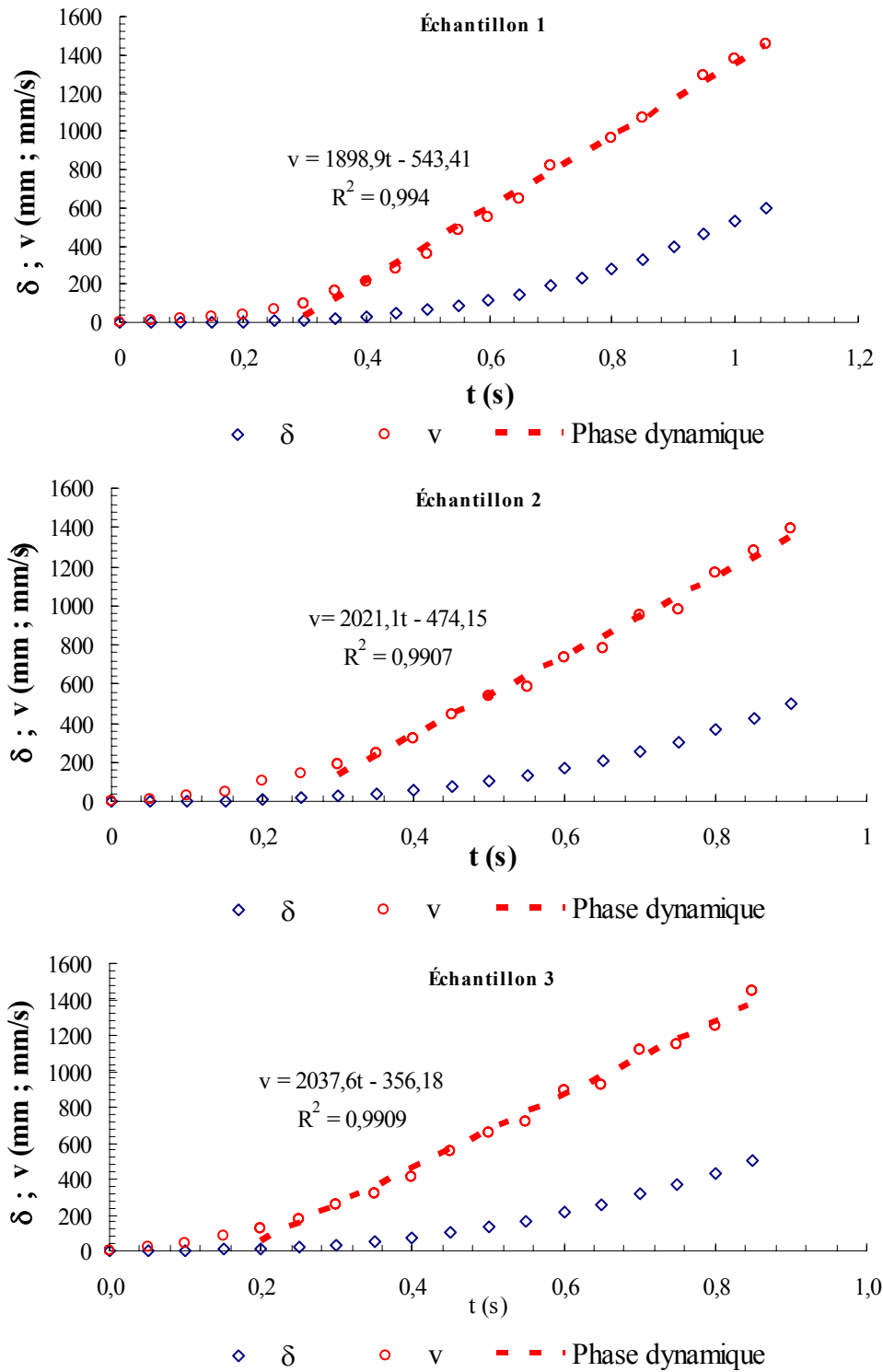


**Figure 6.23. Influence de la position relative: paramètre de frottement  $\beta_0$  des interfaces GM<sub>PEHDC</sub>-GS6 (a,b) et GS6-GM<sub>PEHDC</sub> (c,d).**

**Tableau 6.5. Résumé des paramètres de frottement statique du système GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEHDC</sub>.**

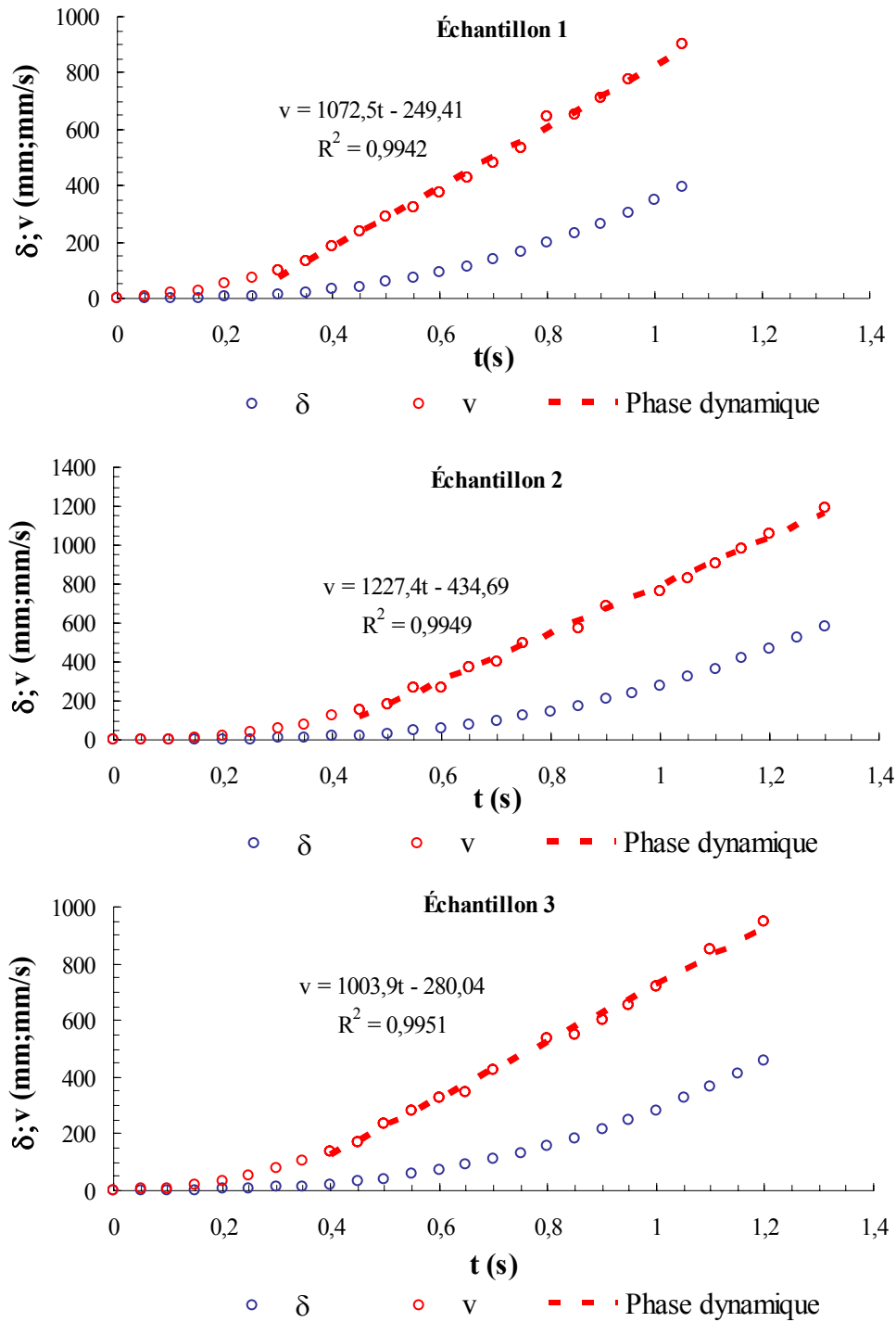
Échantillon	Interface GM <sub>PEHDC</sub> -GS6 (1)		Interface GS6-GM <sub>PEHDC</sub> (2)		$\frac{\tan \phi_0(1)}{\tan \phi_0(2)}$	$\frac{\tan \phi_{50}(1)}{\tan \phi_{50}(2)}$
	$\phi_0 (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$	$\phi_0 (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$		
1	15,3	16,6	14,9	19,3	1,02	0,83
2	15,1	16,0	14,9	19,4		
Moyenne	15,2	16,3	14,9	19,4		
Écart	0,1	0,3	0,0	0,0		

Les résultats des essais dynamiques (courbes  $\delta(t)$ ,  $v(t)$ ) et les paramètres correspondants de frottement dynamique ( $\phi^{dyn}$ ) obtenus à partir de l'interprétation dynamique des diagrammes des Figures 6.24 et 6.25 sont présentés dans les tableaux de ces mêmes Figures 6.24 et 6.25.



Échantillon	1	2	3
$\beta^{dyn} (^\circ)$	25,1	25,0	25,1
$\gamma (m/s^2)$	1,8989	2,0211	2,0376
$\phi^{dyn} (^\circ)$	14,2	13,5	13,4
Moyenne ( $^\circ$ )		13,7	
Écart ( $^\circ$ )		0,4	

Figure 6.24. Résultats des essais dynamiques sur les échantillons représentatifs de l'interface  $GM_{PEHDe}$ -GS6.



Échantillon	1	2	3
$\beta^{dyn} (^\circ)$	25,2	25,2	25,2
$\gamma (m/s^2)$	1,0725	1,2274	1,0039
$\phi^{dyn} (^\circ)$	19,2	18,4	19,6
Moyenne ( $^\circ$ )		19,1	
Écart ( $^\circ$ )		0,5	

**Figure 6.25. Résultats des essais dynamiques sur les échantillons représentatifs de l'interface GS6-GM<sub>PEHDC</sub>.**

Le rapport entre les tangentes des angles de frottement dynamique correspondant aux configurations GM<sub>PEHDC</sub>-GS6 (1) et GS6-GM<sub>PEHDC</sub> (2) est :  $\tan \phi^{dyn}(1) / \tan \phi^{dyn}(2) = 0,70$ . Comme l'interface GS6-GM<sub>PEHDC</sub> est la plus fréquemment mise en oeuvre, si on prend la

configuration  $GM_{PEHDc}$ -GS6 pour caractériser les propriétés de frottement dynamique de cette interface, on serait amené sousestimer l'influence de la phase de glissement non stabilisé de cette interface sur la sécurité de l'ouvrage. Dans ce cas, le frottement dynamique serait donc sousestimé.

Dans les paragraphes suivants sont présentés les résumés des résultats obtenus sur les autres interfaces étudiées.

### 6.3.5.2 Système $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDc}$

Les deux interfaces possibles du système  $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDc}$  (Géospaceur 8 mm - Géomembrane Agru) sont :  $GS8$ - $GM_{PEHDc}$  et  $GM_{PEHDc}$ - $GS8$ . La Figure 6.26 montre les courbes déplacement-angle d'inclinaison ( $\delta(\beta)$ ) de ces interfaces et le Tableau 6.6 présente les résultats obtenus.

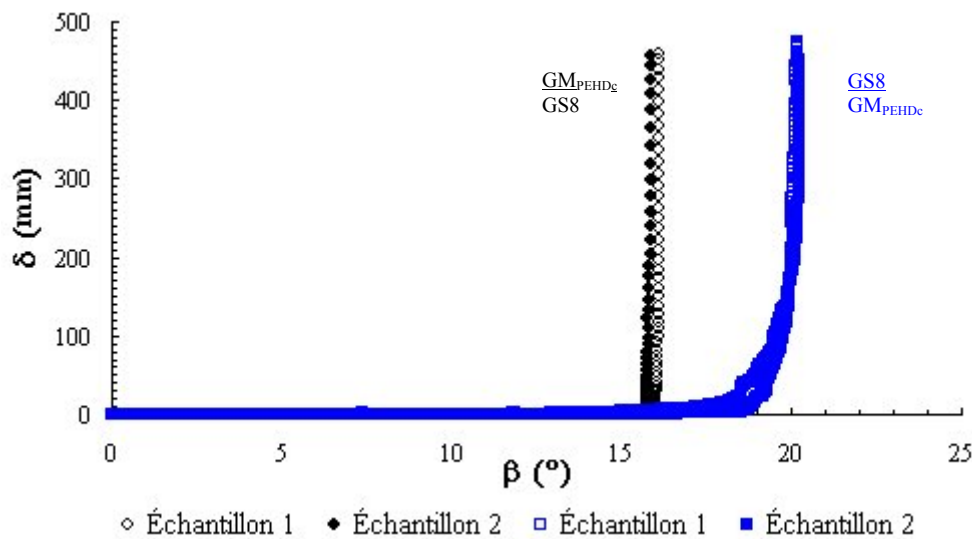


Figure 6.26. Courbes  $\delta(\beta)$  du système  $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDc}$ : influence de la position relative.

Tableau 6.6. Paramètres de frottement statique et dynamique correspondant au système  $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDc}$ .

Échantillon	Interface $GM_{PEHDc}$ -GS8 (1)			Interface GS8- $GM_{PEHDc}$ (2)			$\frac{\tan \phi_o(1)}{\tan \phi_o(2)}$	$\frac{\tan \phi_{50}(1)}{\tan \phi_{50}(2)}$	$\frac{\tan \phi^{dyn}(1)}{\tan \phi^{dyn}(2)}$
	$\phi_o(^{\circ})$	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\phi^{dyn}(^{\circ})$	$\phi_o(^{\circ})$	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\phi^{dyn}(^{\circ})$			
1	15,6	16,0	15,8	9,7	19,4	20,6	1,66	0,82	0,73
2	15,3	15,8	16,0	9,2	19,0	21,7			
3			16,0			21,5			
Moyenne	15,5	15,9	15,9	9,5	19,2	21,3			
Écart	0,1	0,1	0,1	0,3	0,2	0,4			

Le modèle de comportement de ce système sous glissement (courbes  $\delta(\beta)$ ) est similaire à celui du système  $GS_{6mm}$ - $GM_{PEHDc}$ . Par contre, l'angle de frottement dynamique de l'interface  $GS8$ - $GM_{PEHDc}$  est plus grand que  $\phi_{50}$ , probablement en raison du changement de la texture superficielle occasionnée par la déformation cumulée pendant la phase de glissement non-stabilisé. Ce changement superficiel rend donc l'interface plus



« frottante » comparativement au frottement mobilisé pendant la phase d'instabilisation statique. Il faut ajouter que contrairement aux résultats obtenus avec le système  $GS_{6mm}$ - $GM_{PEHDC}$ , le paramètre  $\phi_o$  présente une différence significative lorsqu'on inverse la position relative des éléments d'interface. Cette observation expérimentale repose la question de l'hypothèse d'une symétrie du processus de mobilisation initiale du glissement progressif, qui ne serait donc pas dépendant de la position relative des éléments qui composent l'interface. Ceci repose aussi la question de la détermination de  $\beta_o$ .

### 6.3.5.3 Système $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDA}$

On étudie ici les interfaces  $GS8$ - $GM_{PEHDA}$  et  $GM_{PEHDA}$ - $GS8$  du système  $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDA}$  (Géospaceur 8 mm - Géomembrane GSE). La Figure 6.27 et le Tableau 6.7 présentent les résultats obtenus.

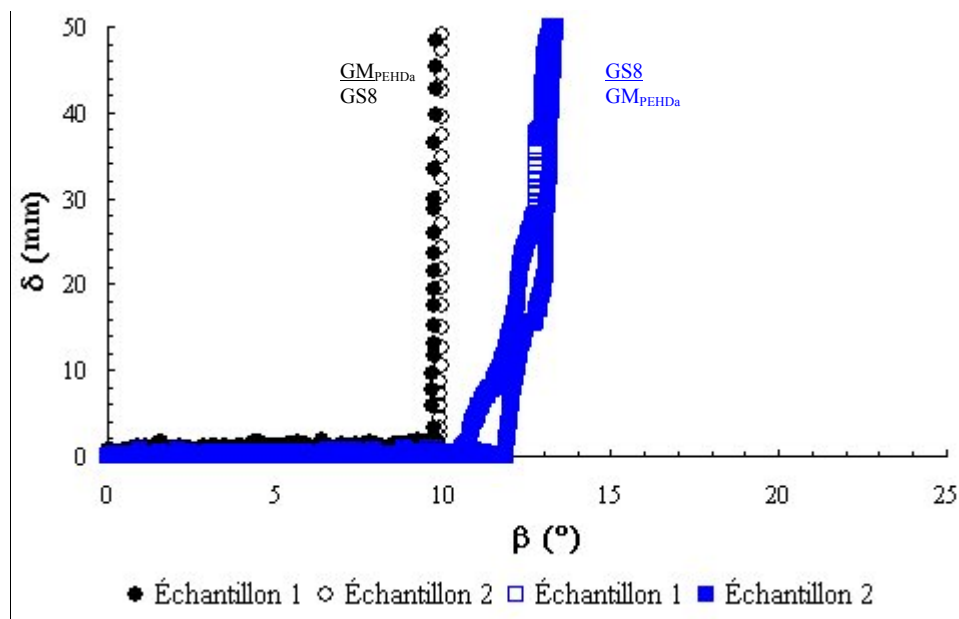


Figure 6.27. Courbes  $\delta(\beta)$  du système  $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDA}$ : influence de la position relative.

Tableau 6.7. Paramètres de frottement statique correspondant au système  $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDA}$ .

Échantillon	Interface $GM_{PEHDA}$ - $GS8$ (1)		Interface $GS8$ - $GM_{PEHDA}$ (2)		$\frac{\tan \phi_o(1)}{\tan \phi_o(2)}$	$\frac{\tan \phi_{50}(1)}{\tan \phi_{50}(2)}$
	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$		
1	9,7	9,8	10,8	13,2	0,86	0,74
2	9,9	10,0	11,9	13,4		
Moyenne	9,8	9,9	11,3	13,3		
Ecart	0,1	0,1	0,6	0,1		

Dans ce cas, tous les paramètres statiques et notamment  $\phi_{50}$  ont été affectés.

#### 6.3.5.4 Système GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEHDb</sub>

On étudie ici les interfaces GS6-GM<sub>PEHDb</sub> et GM<sub>PEHDb</sub>-GS6 du système GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEHDb</sub> (Géospaceur 6 mm - Géomembrane Atarfil). La Figure 6.28 et le Tableau 6.8 présentent les résultats obtenus.

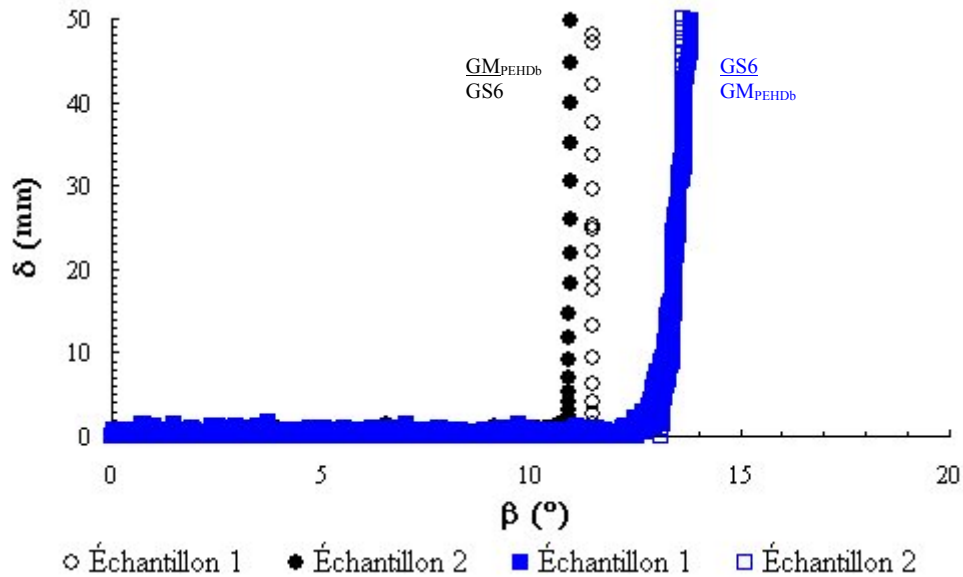


Figure 6.28. Courbes  $\delta(\beta)$  du système GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEHDb</sub>: influence de la position relative.

Tableau 6.8. Paramètres de frottement statique correspondant au système GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEHDb</sub>.

Échantillon	Interface GM <sub>PEHDb</sub> -GS6 (1)		Interface GS6-GM <sub>PEHDb</sub> (2)		$\frac{\tan \phi_o(1)}{\tan \phi_o(2)}$	$\frac{\tan \phi_{50}(1)}{\tan \phi_{50}(2)}$
	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$		
1	11,4	11,5	12,5	13,8	0,89	0,81
2	10,7	10,9	12,2	13,7		
Moyenne	11,1	11,2	12,4	13,7		
Écart	0,4	0,3	0,2	0,1		

On note que les tendances sont similaires à celles des systèmes précédents. En bref, on note que, indépendamment du type de géospaceur, les interfaces avec des géomembranes PEHD présentent le même modèle de comportement sous glissement.

#### 6.3.5.5 Système GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PVC</sub>

On étudie ici les interfaces GS6-GM<sub>PVC</sub> et GM<sub>PVC</sub>-GS6 du système GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PVC</sub> (Géospaceur 6 mm - Géomembrane Alkor). La Figure 6.29 et le Tableau 6.9 présentent les résultats obtenus.

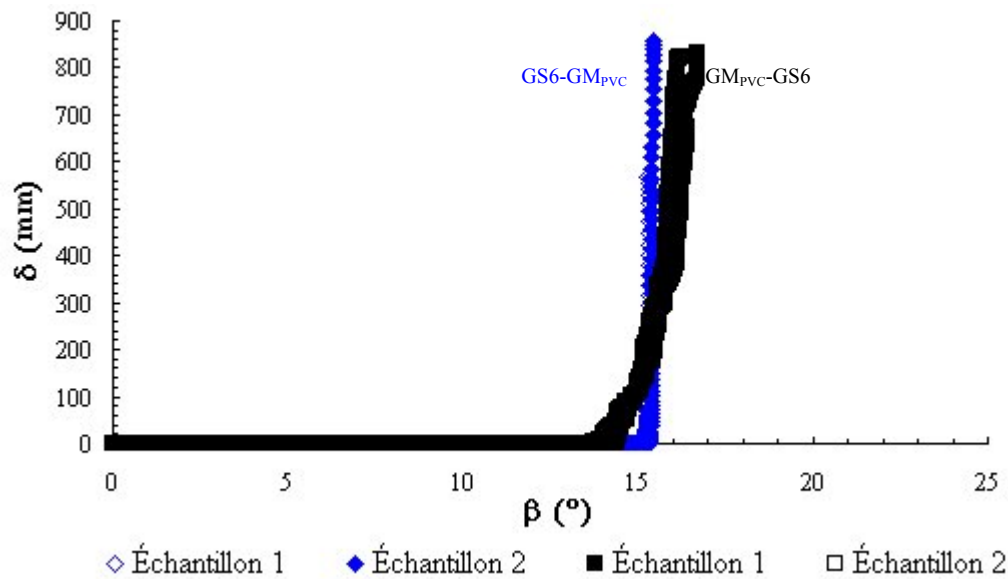

 Figure 6.29. Courbes  $\delta(\beta)$  du système  $GS_{6mm}-GM_{PVC}$ : influence de la position relative.

 Tableau 6.9. Paramètres de frottement statique correspondant au système  $GS_{6mm}-GM_{PVC}$ .

Échantillon	Interface $GM_{PVC}-GS6$ (1)		Interface $GS6-GM_{PVC}$ (2)		$\frac{\tan \phi_o(1)}{\tan \phi_o(2)}$	$\frac{\tan \phi_{50}(1)}{\tan \phi_{50}(2)}$
	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$		
1	14,3	14,6	15,2	15,3	0,92	0,95
2	13,6	14,4	15,2	15,4		
Moyenne	14,0	14,5	15,2	15,3		
Écart	0,4	0,1	0,0	0,0		

La différence de comportement sous glissement est également évidente pour les deux interfaces, avec ici une inversion du mécanisme de glissement comparativement aux systèmes géospaceur-géomembrane PEHD vus précédemment : glissement progressif ou graduel pour l'interface  $GM_{PVC}-GS6$ , glissement brutal ou abrupt pour l'interface  $GS6-GM_{PVC}$ . La similarité des paramètres statiques ( $\phi_o$ ,  $\phi_{50}$ ), selon le Tableau 6.9, indique une sensibilité très faible, voire inexistante de ce système à l'inversion de position relative des éléments composants, témoignant d'une plus faible sensibilité de la surface du PVC à l'abrasion, comparée au PEHD.

### 6.3.5.6 Système $GS_{6mm}-GM_{PP}$

On étudie ici les interfaces  $GS6-GM_{PP}$  et  $GM_{PP}-GS6$  du système  $GS_{6mm}-GM_{PP}$  (Géospaceur 6 mm - Géomembrane Siplast). La Figure 6.30 et le Tableau 6.10 présentent les résultats obtenus.

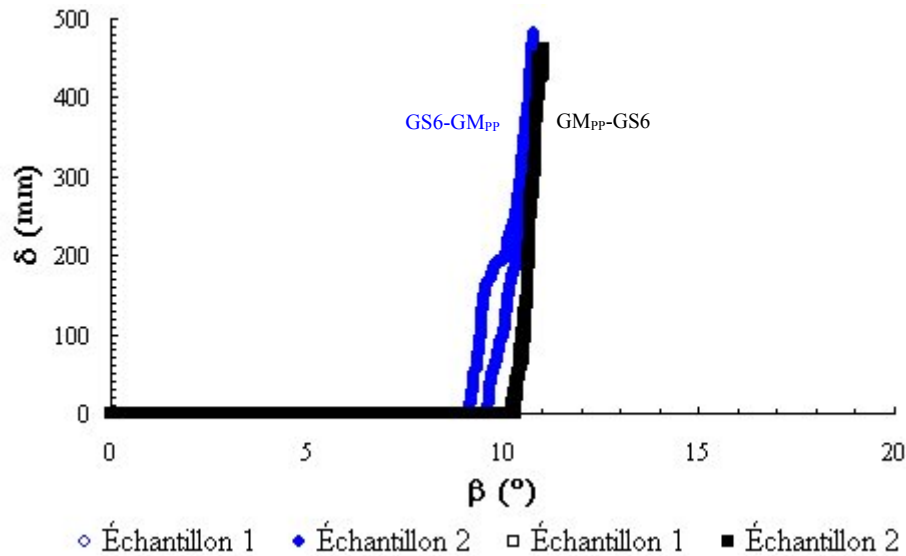

 Figure 6.30. Courbes  $\delta(\beta)$  du système GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>pp</sub>: influence de la position relative.

 Tableau 6.10. Paramètres de frottement statique correspondant au système GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>pp</sub>.

Échantillon	Interface GM <sub>pp</sub> -GS6 (1)		Interface GS6-GM <sub>pp</sub> (2)		$\frac{\tan \phi_o(1)}{\tan \phi_o(2)}$	$\frac{\tan \phi_{50}(1)}{\tan \phi_{50}(2)}$
	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$		
1	10,1	10,4	9,3	9,7	1,11	1,10
2	10,3	10,4	9,1	9,3		
Moyenne	10,2	10,4	9,2	9,5		
Écart	0,1	0,0	0,1	0,2		

Comme le système GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PVC</sub>, l'inversion de position relative des éléments du système GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>pp</sub> entraîne une différence très faible entre les paramètres statiques  $\phi_o$  et  $\phi_{50}$ , qui se dissipe totalement pendant la phase de glissement non stabilisé où le comportement est pratiquement le même. La sensibilité du système à l'inversion peut être considérée ici comme inexistante.

### 6.3.6 Conclusions générales: résistance au cisaillement d'interfaces du type géosynthétique-géosynthétique

La première partie de ce chapitre concernait la résistance au cisaillement d'interfaces du type géosynthétique-géosynthétique et plus particulièrement l'interface géomembrane-géospaceur. L'objectif était d'évaluer le comportement « frottant » de ces interfaces en vue de son emploi dans les couches de couverture des centres de stockage de déchets. Deux paramètres, qui peuvent affecter le comportement résistant de ces interfaces, ont été considérés: le cumul de déformation superficielle et l'inversion de la position relative des éléments composants de l'interface. À la lumière des résultats obtenus et présentés, on peut tirer les conclusions suivantes:

#### 1. Influence de la déformation cumulée

- Les géosynthétiques sont sensibles à la déformation cumulée sur leurs surfaces soit pendant leur mise en place et durant toutes les étapes

constructives du site, soit du fait des efforts subis pendant la durée de vie de l'ouvrage. Cette sensibilité joue sur leurs propriétés de résistance au cisaillement d'interface, pouvant augmenter ou réduire la stabilité des interfaces. Comment ces processus sont capables de mobiliser des déplacements relatifs plus grands que 50 mm, le paramètre  $\phi_{50}$  défini par la norme Pr EN ISO 12957 (2001) et qui considère ce niveau de déplacement peut s'avérer non représentatif de la réalité;

- b. Les modifications de propriété dépendent de la composition polymérique des géosynthétiques: en contact avec le géospaceur de 6 mm (GS6), la géomembrane  $GM_{PEHDc}$  en PEHD augmente ses propriétés résistantes d'interface, tandis que l'interface avec la géomembrane  $GM_{PP}$  en polypropylène voit son angle de frottement réduit par le cumul de déformation;
- c. Il faut également considérer la position relative entre les éléments de l'interface: au cas où le géospaceur GS6 glisse sur la géomembrane  $GM_{PEHDc}$  en PEHD, le frottement d'interface augmente avec le cumul de déformation; au cas où les géomembranes  $GM_{PEHDa}$  et  $GM_{PEHDb}$  en PEHD glissent sur le géospaceur GS6, le frottement d'interface diminue au contraire avec la déformation;
- d. La structure des éléments de l'interface joue aussi un rôle: dans le cas où la géomembrane  $GM_{PEHDa}$  glisse sur le géospaceur de 6 mm (GS6), le frottement d'interface diminue avec le cumul de déformation; dans le cas où cette géomembrane glisse sur le géospaceur de 8 mm (GS8), le frottement d'interface est augmenté au contraire avec la déformation;
- e. Les déformations cumulées antérieures à la phase de réalisation du système d'étanchéité peuvent aussi modifier le mécanisme de glissement de l'interface (glissement saccadé transformé en glissement abrupt ou brutal, par exemple).

## 2. Influence de la position relative entre les éléments d'interface

- a. Les trois types différents de géomembrane en PEHD testés ont montré une sensibilité à l'inversion de la position relative des deux matériaux constituant l'interface, mais le constat n'est pas le même pour les géomembranes en polypropylène (PP) et celles en chlorure de polyvinyl (PVC). La composition polymérique du géosynthétique apparaît donc importante;
- b. Cette sensibilité se manifeste soit dans la phase statique ( $\phi_o, \phi_{50}$ ), soit dans la phase dynamique ( $\phi^{dyn}$ ), et peut donc être identifiée comme une source de variabilité des paramètres de frottement d'interface déterminés en laboratoire;
- c. Ce type d'essai peut être phénoménologiquement considéré comme corrélable à l'essai avec cumul de déformation, puisque l'essai d'inversion permet de tester l'influence de la longueur de déplacement en glissement sur la valeur du frottement. Cette différence de comportement peut être justifiée

par le fait que, pendant le glissement, le géosynthétique supérieur est soumis à une condition de contact continu avec le géosynthétique inférieur, au contraire de celui-ci. Pour chaque configuration, la quantité de déformation cumulée sur les éléments actif et passif serait différent et le frottement serait donc mobilisé différemment avec l'inversion. Par contre, il y a des interfaces que ne sont pas affectées par ce type de phénomène ;

- d. L'assymétrie des valeurs de  $\phi_0$  pour le système  $GS_{8mm}$ - $GM_{PEHDc}$  est difficilement explicable. Le processus de mobilisation initiale du déplacement relatif est en effet symétrique pour tous les autres cas étudiés.

## 6.4 Programme d'étude expérimentale concernant la résistance au cisaillement d'interfaces sol compacté-géosynthétique

### 6.4.1 Matériaux étudiés

Les géosynthétiques utilisés dans cette étude destinée à caractériser la résistance d'interfaces du type sol compacté-géosynthétique sont identifiés dans le Tableau 6.11. Il s'agit de géosynthétiques utilisés sur pentes de couverture de stockage de déchets soit pour drainer les eaux de ruissellement en couverture (ou aussi les lixiviats en fond de stockage) dans le cas des « géocomposites de drainage », et pour les « géosynthétiques de renforcement » (des géosynthétiques appelés « accroche-terre ») pour stabiliser les couches de sol de couverture.

**Tableau 6.11. Caractéristiques des géosynthétiques utilisés dans le programme expérimental d'étude des interfaces sol compacté-géosynthétique.**

Produit	Matériel	Fabricant (notation)	Épaisseur (mm)
Géocomposite de drainage	PEHD+PP	Wavin (GS6GTther)	7
	PEHD+PP	Wavin (GS6GTagui)	7
	PEHD+PP	Wavin (GS6GTtiss)	7
Géosynthétique de renforcement		Bidim (Bleu)	3
		Bidim (Robulon)	10
		Bidim (GeolonPet)	5

Le sol employé correspond au "Sablon d'Isère". Il s'agit d'un sable silteux qui couvre une grande surface de la région Rhône-Alpes, France, lequel est fréquemment employé dans les ouvrages de génie civil de cette région. La Figure 6.31 présente l'ensemble de ces matériaux.

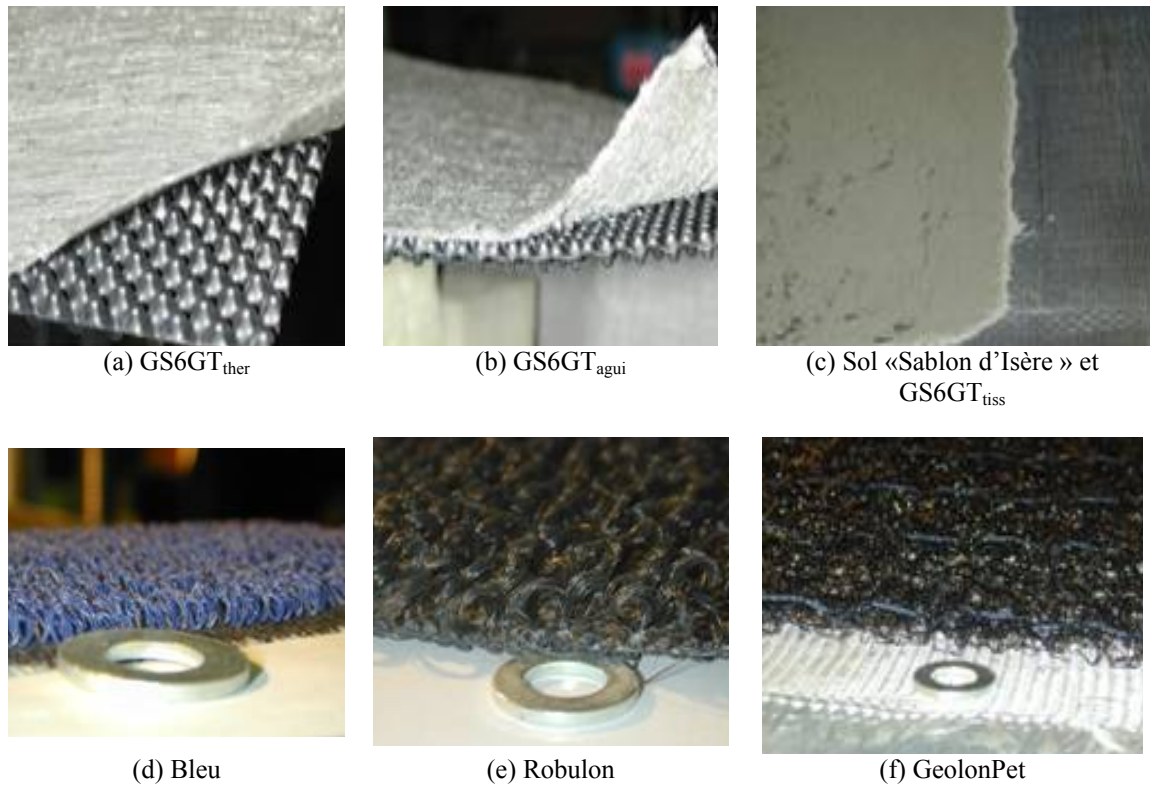


Figure 6.31. Géosynthétiques et sol employés dans les essais d'interface sol compacté-géosynthétique: (a) Géocomposite géotextile thermolié-géospaceur de 6 mm ; (b) Géocomposite géotextile aiguilleté-géospaceur de 6 mm ; (c) Sol «Sablon d'Isère» (à gauche) et Géocomposite géotextile tissé-géospaceur de 6 mm (à droite); (d) géosynthétique de renforcement Bleu; (e) géosynthétique de renforcement Robulon; (f) géosynthétique de renforcement GeolonPet.

Les courbes de compactage Proctor Normal et de granulométrie du sol « Sablon d'Isère » sont présentées, respectivement, dans les Figures 6.32 et 6.33. Selon le système USCS de classification unifiée, il s'agit d'un sable silteux gris désigné SM.

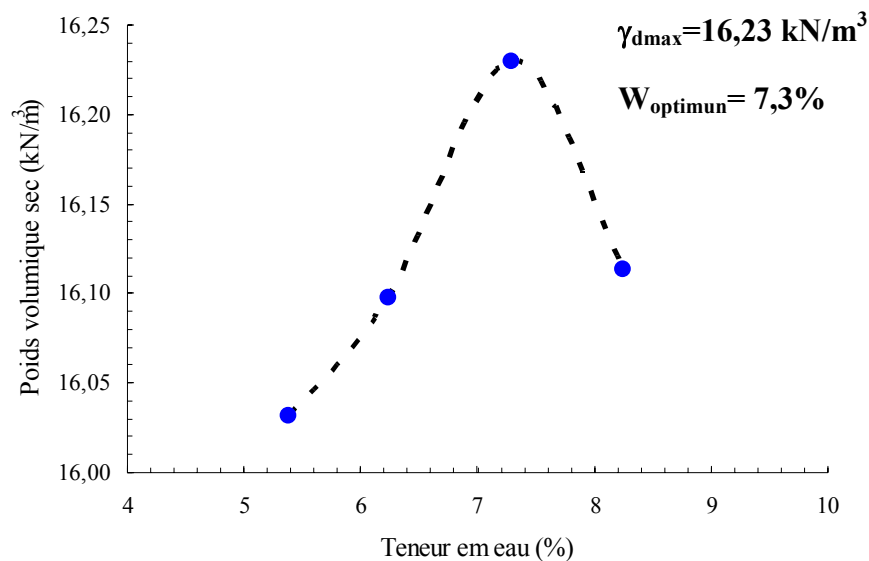


Figure 6.32. Courbe de compactage Proctor Normal du sol « Sablon d'Isère ».

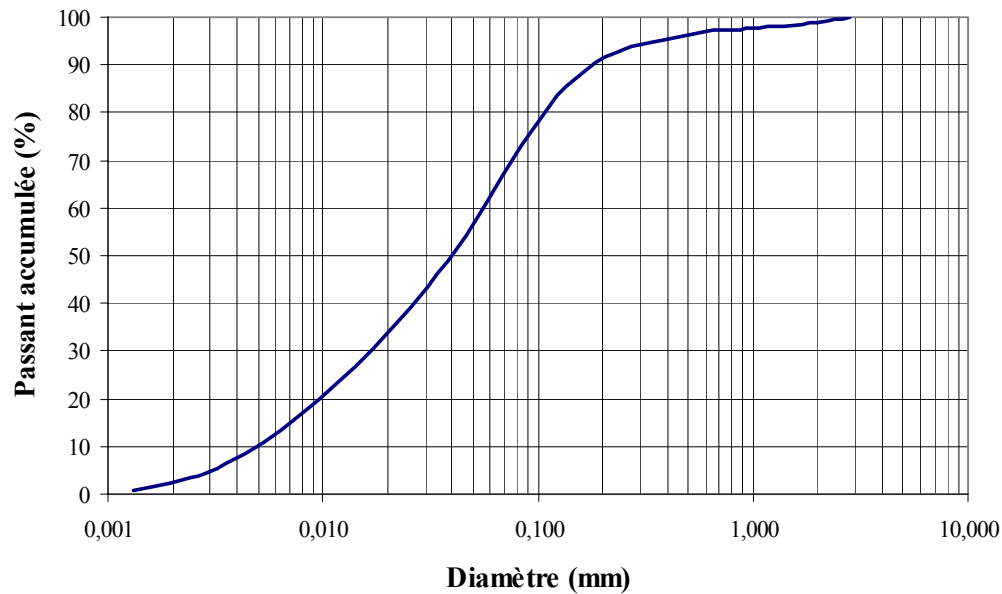


Figure 6.33. Courbe de granulométrie du sol « Sablon d'Isère » (Gavin, 2005).

Des essais de cisaillement direct sous condition drainée ont été réalisés sur des échantillons ( $30 \times 30 \text{ cm}^2$ ) du sol « Sablon d'Isère » compacté selon les paramètres de compactage:  $\gamma_h=14,2 \text{ kN/m}^3$  (poids volumique humide) et  $w=6,8\%$  (teneur en eau de compactage). Les résultats sont présentés dans la Figure 6.34. L'enveloppe linéaire de rupture est présentée dans la Figure 6.34. Ces résultats conduisent aux paramètres caractéristiques suivants : cohésion  $c= 2,5 \text{ kPa}$  et angle de frottement interne  $\phi_{int}= 35^\circ$ . On notera que ces essais ont été effectués sous des contraintes normales (30, 50 et 70 kPa) supérieures à 10,4 kPa, contrainte maximale utilisée ici au plan incliné et représentative des conditions d'utilisation sur site.

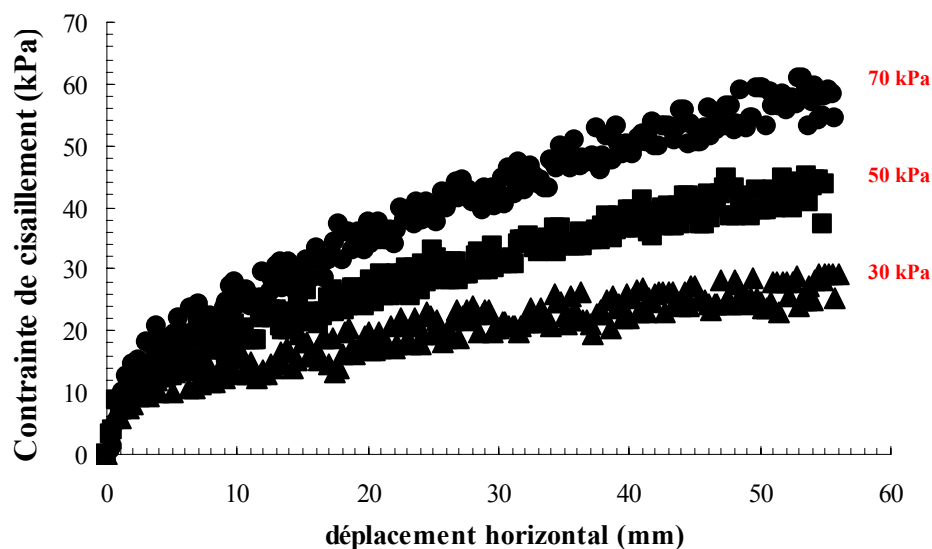


Figure 6.34. Essai de cisaillement direct à la boîte de grandes dimensions ( $30 \times 30 \text{ cm}^2$ ) sur des échantillons compactés du sol « Sablon d'Isère »: courbes contrainte de cisaillement versus déplacement horizontal.



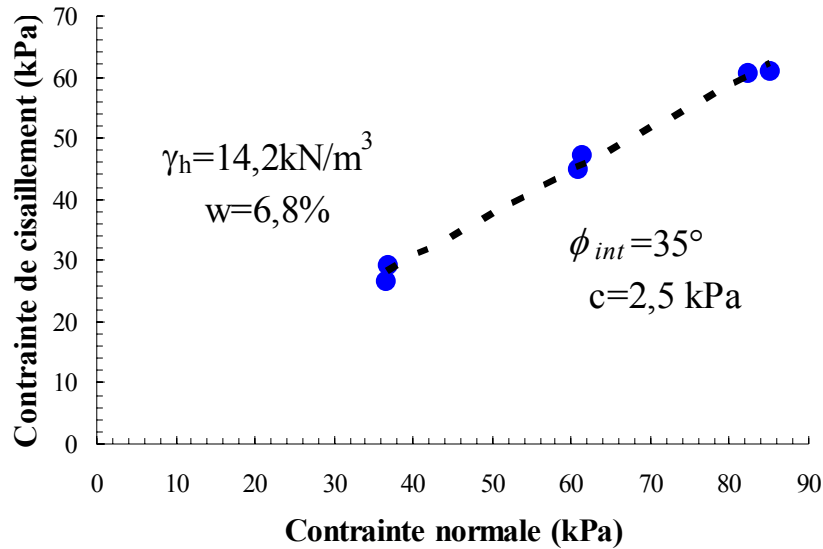


Figure 6.35. Essai de cisaillement direct à la boîte de grandes dimensions (30 x 30 cm<sup>2</sup>) sur des échantillons compactés du sol « Sablon d'Isère »: enveloppe linéaire de rupture.

Il faut préciser que les essais de cisaillement direct et les essais de frottement d'interface sur le plan incliné ont été réalisés pour un poids volumique sec  $\gamma_d = 13,30 \text{ kN/m}^3$  ( $\gamma_h = 14,20 \text{ kN/m}^3$  et  $w = 6,8\%$ ) alors que la courbe de compactage du sol indiquait une valeur plus grande de  $\gamma_{dmax}$  ( $16,23 \text{ kN/m}^3$ ), ce qui correspond à un degré de compactage  $DC = 82\%$ . Cette décision a été prise parce que, en général, le compactage du sol de couverture sur site n'est en général pas optimum, surtout dans les pentes des centres de stockage de déchets.

#### 6.4.2 Essai de frottement d'interface sol compacté-géosynthétique

L'appareillage employé dans les essais d'interface sol compacté-géosynthétique est présenté dans la Figure 6.36, avec notamment le boîtier de compactage du sol et les accessoires de compactage.

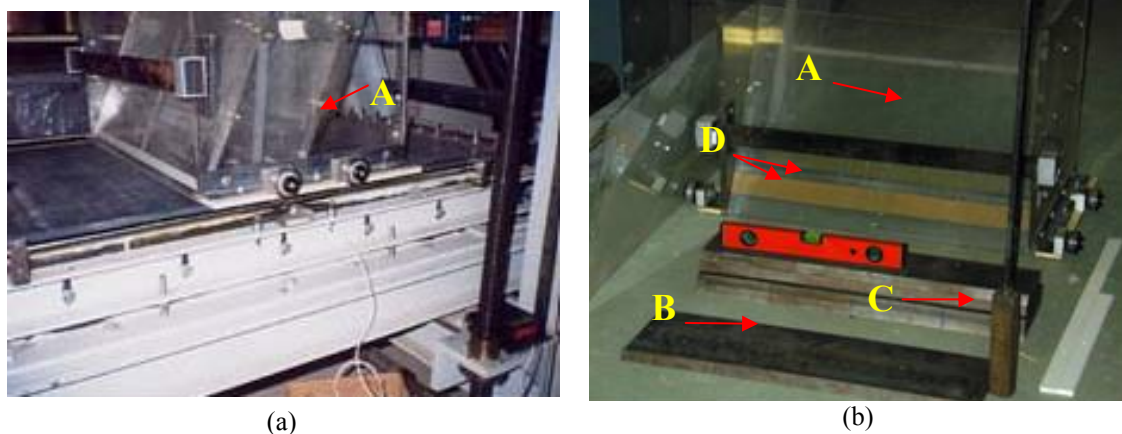


Figure 6.36. Équipement plan incliné employé pour les essais d'interface sol compacté-géosynthétique: (a) configuration générale de l'appareillage d'essai avec le boîtier supérieur; (b) boîtier et accessoires pour le compactage du sol.

Le boîtier présente les dimensions suivantes : 18 cm x 70 cm x 40 cm (longueur x largeur x hauteur). Il est équipé de parois inclinables (Fig. 6.36a, 6.36b, **A**) qui permettent une distribution plus uniforme du chargement au moment de la rupture ou glissement (Lalarakotoson, 1999). Le boîtier est rempli avec du sol, qui est compacté à l'aide d'une plaque métallique posée sur le sol (Fig. 6.36b, **B**) et d'une dame de compactage (Fig. 6.36b, **C**). Des repères sur les parois du boîtier (Fig. 6.36b, **D**) permettent d'atteindre le poids volumique désiré lors de l'essai, c'est-à-dire,  $\gamma_h = 14,2 \text{ kN/m}^3$ . La contrainte de confinement est appliquée à l'interface par l'intermédiaire du poids du sol compacté et des plaques métalliques placées à l'intérieur du boîtier. Pour éviter le frottement du boîtier avec le plan support pendant le glissement, il a été adopté un espacement correspondant à 6,5 mm.

On a déjà vu que les paramètres de frottement déduits des essais au plan incliné sont obtenus avec les équations (6.1) et (6.3) (avec  $\alpha=0$ ) :

$$\tan \phi^{stat} = \frac{(m_c + m_s) \cdot g \cdot \sin \beta - T_{guide}^{stat}}{m_s \cdot g \cdot \cos \beta} \quad (6.1)$$

$$\tan \phi^{dyn} = \frac{(m_c + m_s) \cdot g \cdot \sin \beta_s - T_{guide}^{dyn} - (m_c + m_s) \cdot \gamma}{m_s \cdot g \cdot \cos \beta_s} \quad (6.3)$$

La procédure d'étalonnage a fourni les valeurs suivantes de résistance du système de guidage :

$$T_{guide} = T_{guide}^{stat} = 5,4 \text{ N} \quad (6.7) \text{ (pour la phase statique)}$$

et

$$T_{guide} = T_{guide}^{dyn} = 65,496 - 51,304 \cos \beta_{dyn} \quad (6.8) \text{ (pour la phase dynamique).}$$

### 6.4.3 Résultats: résistance au cisaillement d'interfaces sol compacté-géosynthétique

#### 6.4.3.1 Caractérisation de la résistance au cisaillement d'interfaces sol compacté-géosynthétique lisse

On désigne par le terme « géosynthétiques lisses » les géocomposites de drainage identifiés dans le Tableau 6.11 et présentés auparavant dans la Figure 6.31a,b,c. Dans ce cas, c'est le géotextile de ce géocomposite qui est en contact avec le sol compacté. L'essai au plan incliné donne donc le frottement statique et résiduel de cette interface. En complément, on a aussi réalisé des essais d'interface sol compacté-géomembrane GM<sub>PEHDc</sub> (Agru) en PEHD pour montrer la différence de comportement « frottant » des interfaces avec géotextiles par rapport à celles comportant une géomembrane lisse. La Figure 6.37 présente les courbes  $\delta(\beta)$  correspondant aux trois niveaux de contrainte de confinement utilisés ( $\sigma_0 = 2,8 \text{ kPa}$ ,  $5,9 \text{ kPa}$  et  $10,4 \text{ kPa}$ ).

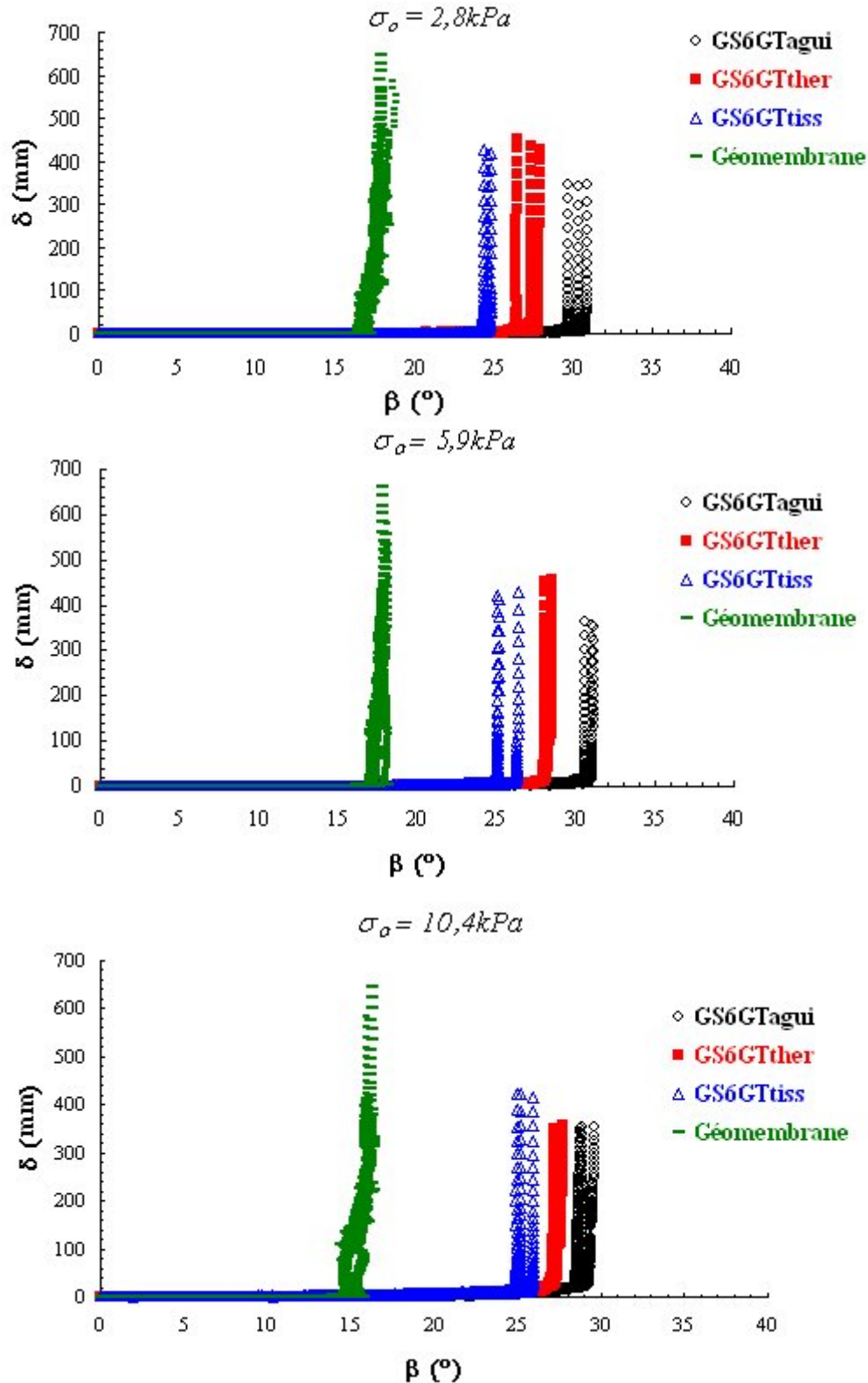
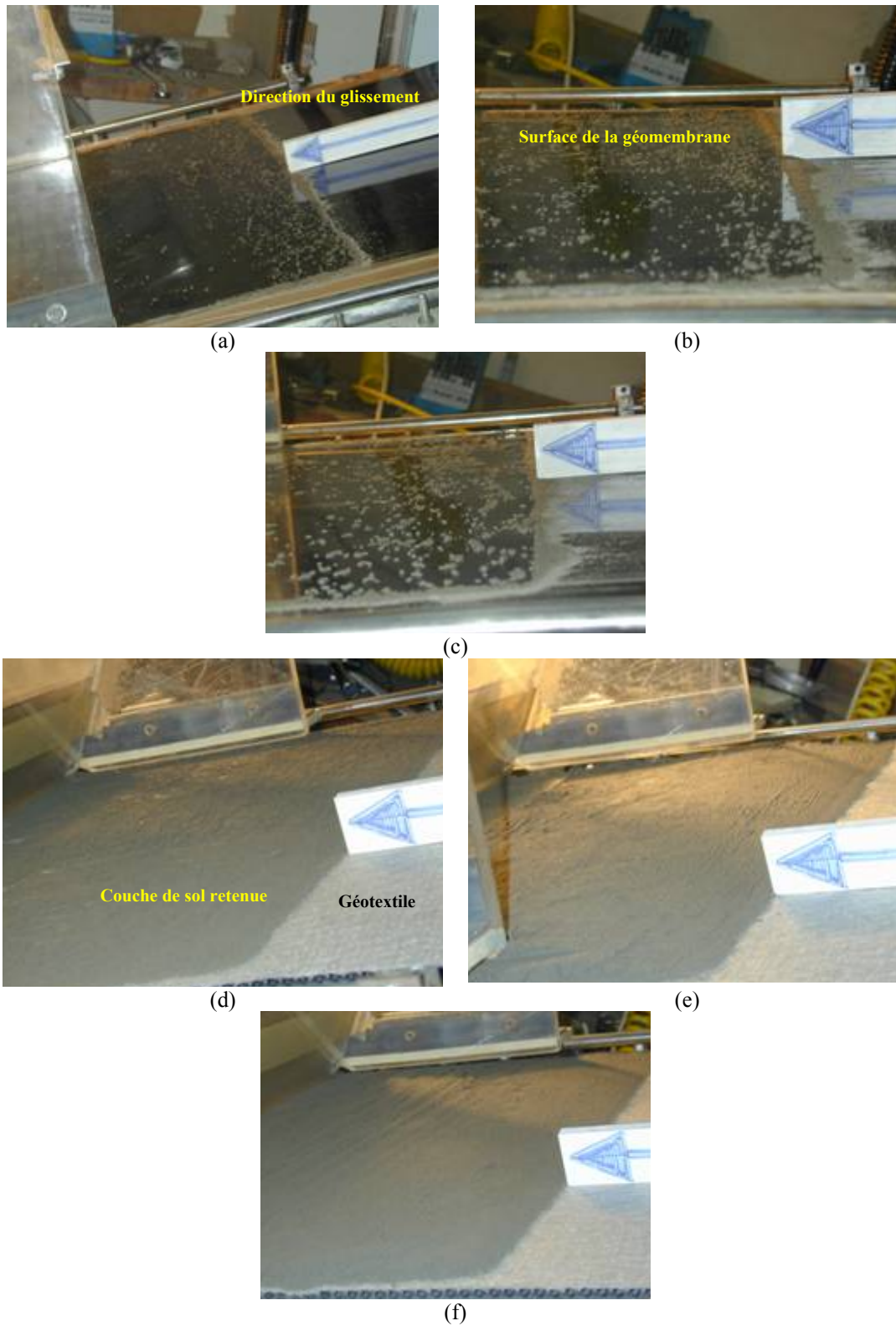


Figure 6.37. Courbes  $\delta(\beta)$  correspondant aux interfaces du type sol compacté-géosynthétique lisse.

La Figure 6.38 montre l'aspect général de la surface du géosynthétique après le glissement non stabilisé. Dans le cas de la géomembrane, le glissement de la couche de sol surjacent se produit logiquement le long de la surface de la géomembrane. Au contraire, dans le cas d'un géotextile, on voit que le géosynthétique participe au

mécanisme de mobilisation de la résistance à la rupture car il est capable de retenir une couche de sol pendant le glissement de la couche de couverture.



**Figure 6.38. Aspects de la surface du géosynthétique après le glissement non stabilisé: (a), (b), (c) surface de la géomembrane ( $GM_{PEHDC}$ ) ; (d), (e), (f) surface du géotextile aiguilleté ( $GS6GT_{agui}$ ) (respectivement pour les contraintes de confinement 2,8 kPa, 5,9 kPa et 10,4 kPa).**

La Figure 6.39 présente la variation de  $\phi_{50}$  avec les contraintes normales à la rupture (enveloppe de frottement).

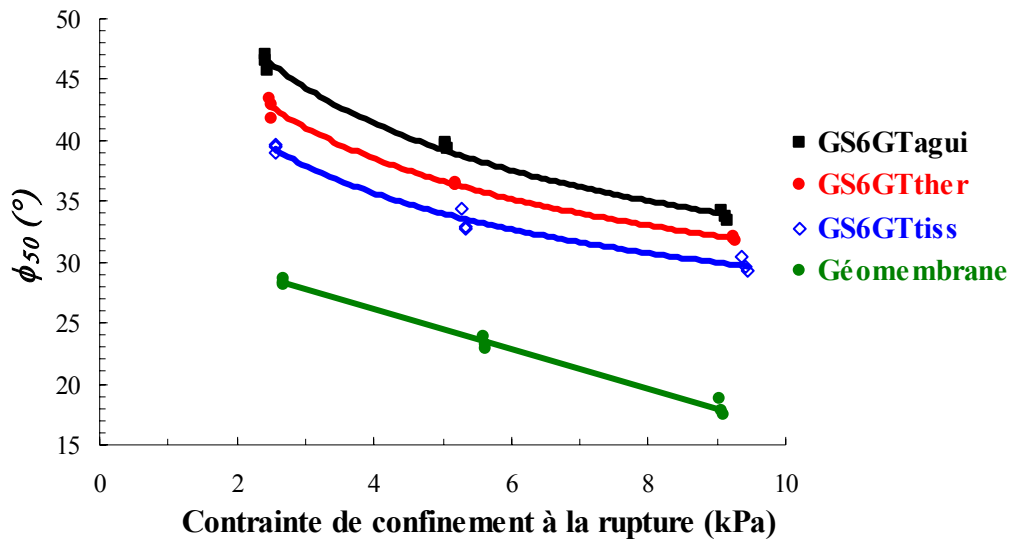


Figure 6.39. Enveloppes de frottement statique  $\phi_{50}$  correspondant aux interfaces sol compacté-géosynthétique lisse.

La Figure 6.39 permet de constater que la méthodologie d'essai employée permet de distinguer les différents comportements des géosynthétiques étudiés, et montre l'utilité de l'équipement plan incliné en ce qui concerne la caractérisation du frottement d'interface sous de faibles contraintes de confinement.

On note que  $\phi_{50}$  diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement (c'est-à-dire, l'épaisseur de la couche de couverture dans les conditions réelles), et sauf pour la géomembrane lisse, les enveloppes correspondant aux interfaces sol-géotextile sont non linéaires, ce qui identifie les différentes manières de mobilisation du frottement au niveau des différentes interfaces.

L'ordre décroissant de résistance au cisaillement d'interface est le suivant:

géotextile aiguillété > géotextile termolié > géotextile tissé > géomembrane lisse.

Les paramètres  $\phi_o$  et  $\phi^{dyn}$  sont également présentés dans les Figures 6.40 et 6.41, et il est possible d'identifier la même tendance de comportement que pour le paramètre statique, c'est-à-dire :

$$\phi_{GM_{PEHDc}} < \phi_{GS6GT_{tiss}} < \phi_{GS6GT_{ther}} < \phi_{GS6GT_{agui}}.$$

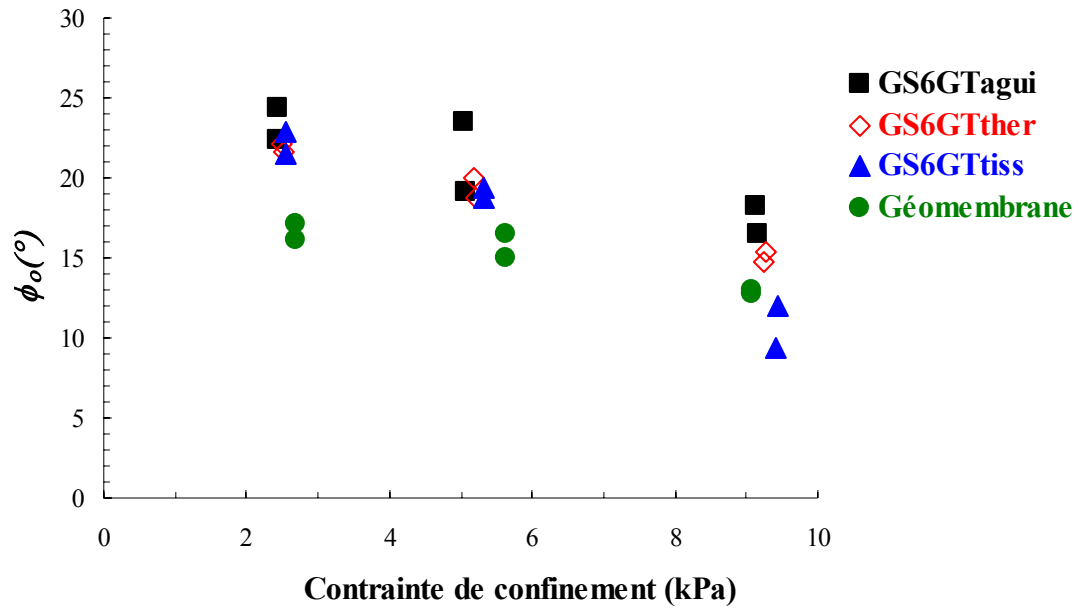


Figure 6.40. Paramètre de frottement statique  $\phi_0$  versus contrainte de confinement pour les interfaces sol compacté-géosynthétique lisse.

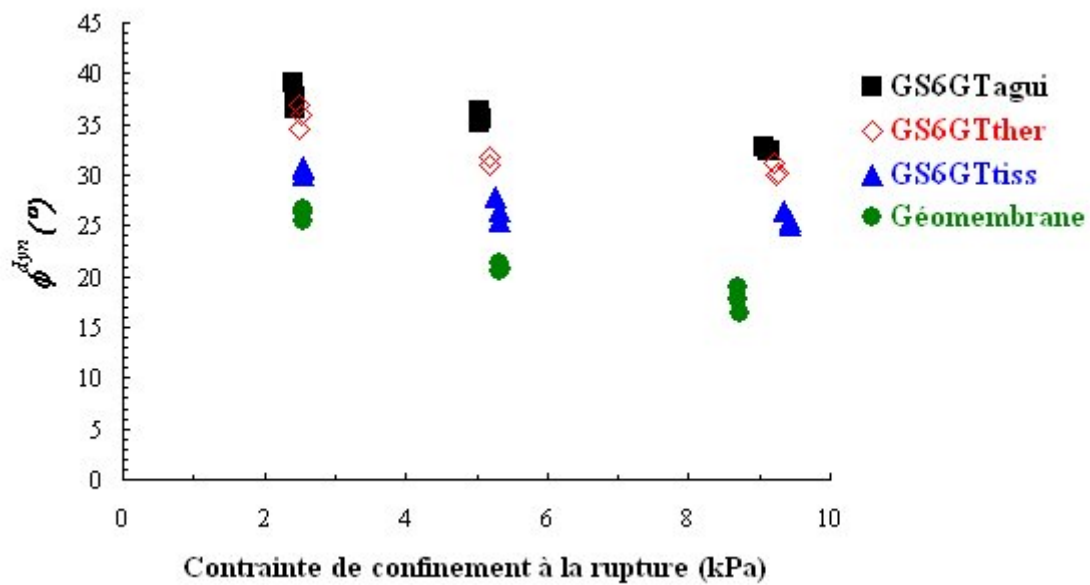


Figure 6.41. Paramètre de frottement dynamique  $\phi^{dyn}$  versus contrainte de confinement pour les interfaces sol compacté-géosynthétique lisse.

Le Tableau 6.12 présente le résumé des résultats obtenus.

**Tableau 6.12. L'ensemble des paramètres de frottement correspondant aux interfaces sol compacté-géosynthétique lisse.**

$\phi_o$							
GS6GT <sub>agui</sub>		GS6GT <sub>ther</sub>		GS6GT <sub>tiss</sub>		Géomembrane	
$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_o(^{\circ})$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_o(^{\circ})$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_o(^{\circ})$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_o(^{\circ})$
2,44	22	2,52	22	2,56	23	2,69	16
2,42	24	2,49	22	2,55	21	2,69	17
5,07	19	5,19	20	5,34	19	5,63	15
5,04	23	5,20	19	5,33	19	5,63	17
9,15	16	9,25	15	9,44	12	9,08	13
9,12	18	9,27	15	9,42	9	9,09	13

$\phi^{dyn}$							
GS6GT <sub>agui</sub>		GS6GT <sub>ther</sub>		GS6GT <sub>tiss</sub>		Géomembrane	
$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi^{dyn}(^{\circ})$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi^{dyn}(^{\circ})$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi^{dyn}(^{\circ})$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi^{dyn}(^{\circ})$
2,44	37	2,50	35	2,55	31	2,56	26
2,42	38	2,48	37	2,56	30	2,55	27
2,41	39	2,52	36	2,55	31	2,56	25
5,07	35	5,17	32	5,28	28	5,36	21
5,04	35	5,20	32	5,33	27	5,33	21
5,05	36	5,17	31	5,33	26	5,34	21
9,15	32	9,26	30	9,44	25	8,69	18
9,12	32	9,22	31	9,42	26	8,72	16
9,08	33	9,23	30	9,36	27	8,69	19

$\phi_{50}$							
GS6GT <sub>agui</sub>		GS6GT <sub>ther</sub>		GS6GT <sub>tiss</sub>		Géomembrane	
$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_{50}(^{\circ})$
2,44	46	2,52	42	2,56	39	2,69	28
2,42	46	2,49	43	2,55	40	2,69	29
2,41	47	2,48	43	2,55	39	2,69	28
5,07	39	5,19	37	5,34	33	5,63	23
5,04	40	5,20	36	5,33	33	5,63	23
5,05	40	5,20	36	5,28	34	5,61	24
9,15	33	9,25	32	9,44	29	9,04	19
9,12	34	9,27	32	9,42	30	9,08	18
9,08	34	9,24	32	9,36	30	9,09	17

D'après Gourc & Reyes-Ramirez (2004), les interfaces du type géosynthétique-géosynthétique dont les courbes  $\delta(\beta)$  sont du type glissement progressif ou graduel, sont telles que  $\phi_o < \phi^{dyn}$ , tandis qu'un glissement du type brutal ou abrupt entraîne un résultat opposé, c'est-à-dire,  $\phi_o > \phi^{dyn}$ . Les résultats obtenus montrent que les géotextiles testés sont tels que  $\phi_o < \phi^{dyn}$  à tous les niveaux de contrainte de confinement considérés. Ce qui est compatible avec le mécanisme de glissement progressif caractéristique de ces interfaces (voir Fig. 6.42). On peut donc conclure que les interfaces sol compacté-géosynthétique lisse obéissent également au postulat de Gourc & Reyes-Ramirez (2004).



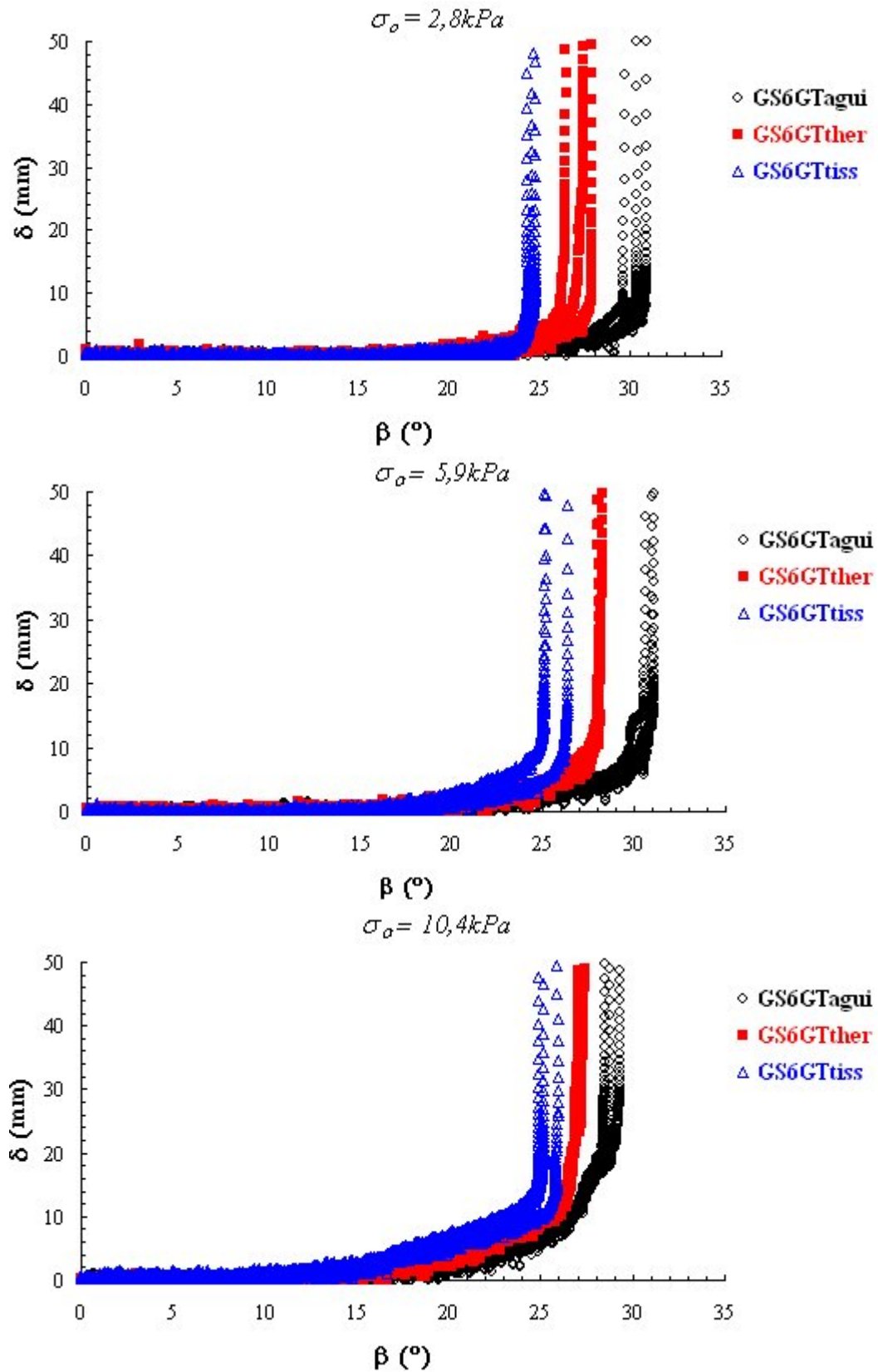


Figure 6.42. Mécanisme de glissement progressif particulier aux interfaces du type sol compacté-géosynthétique lisse testées.



Une autre conclusion importante est que systématiquement  $\phi_{50} \gg \phi_0$  (voir Tableau 6.12) : il n'est donc probablement pas judicieux d'adopter le paramètre caractéristique  $\phi_{50}$  défini par la norme.

#### 6.4.3.2 Caractérisation de la résistance au cisaillement d'interfaces sol compacté-géosynthétique de renforcement

On désigne par le terme « géosynthétique de renforcement » les géosynthétiques identifiés auparavant dans le Tableau 6.11 et présentés dans la Figure 6.31d,e,f. Ils sont censés renforcer la couche de couverture dont l'interface est considérée critique. Les performances de ces géosynthétiques et celles du géosynthétique lisse le plus performant étudié précédemment (le géotextile aiguillété du géocomposite de drainage GS6GT<sub>agui</sub>) sont comparées. La Figure 6.43 présente les courbes  $\delta(\beta)$  correspondant aux trois niveaux de contrainte de confinement employés ( $\sigma_0=2,8$  kPa, 5,9 kPa et 10,4 kPa) et les paramètres respectifs de frottement sont donnés dans les Figures 6.44, 6.45 et 6.46.

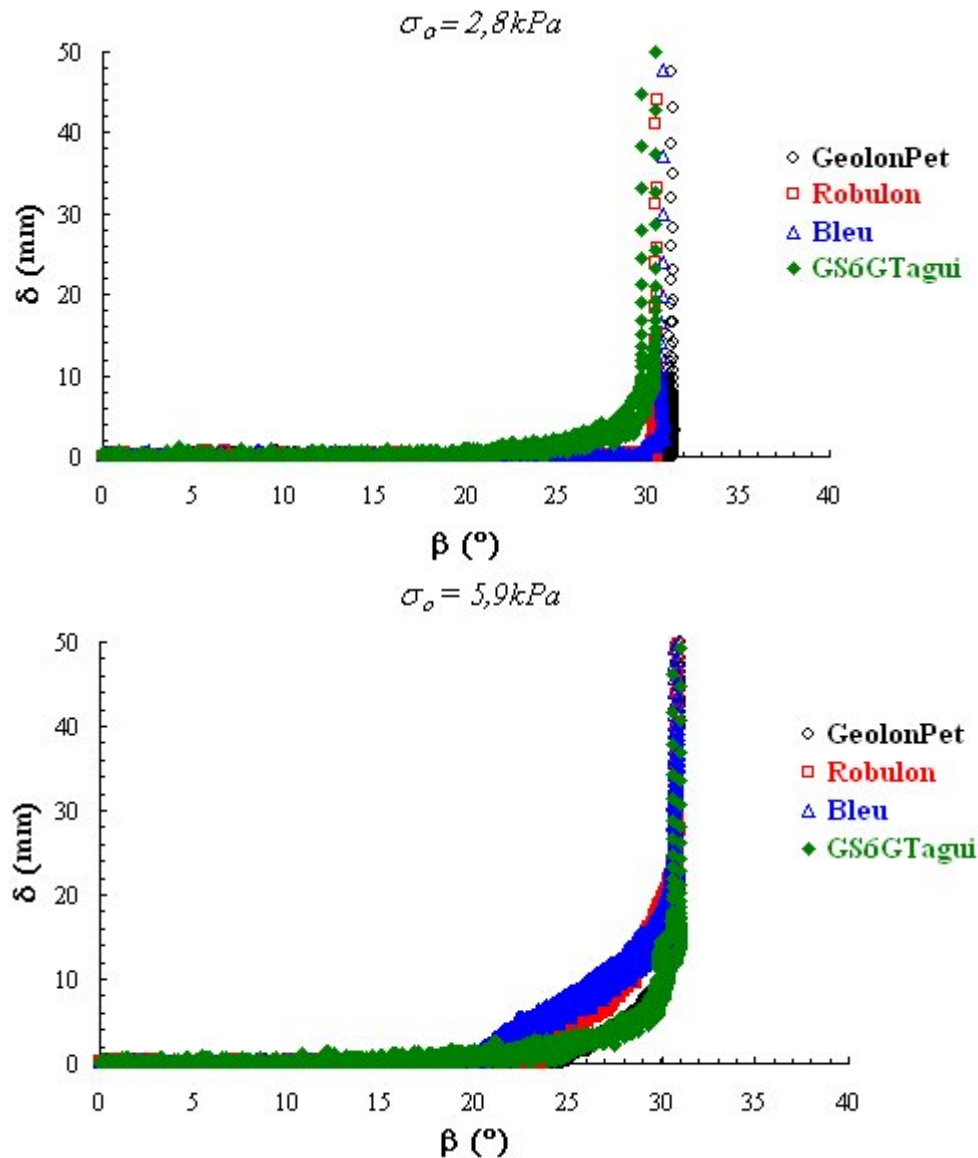


Figure 6.43. Courbes  $\delta(\beta)$  correspondant aux interfaces du type sol compacté-géosynthétique de renforcement.

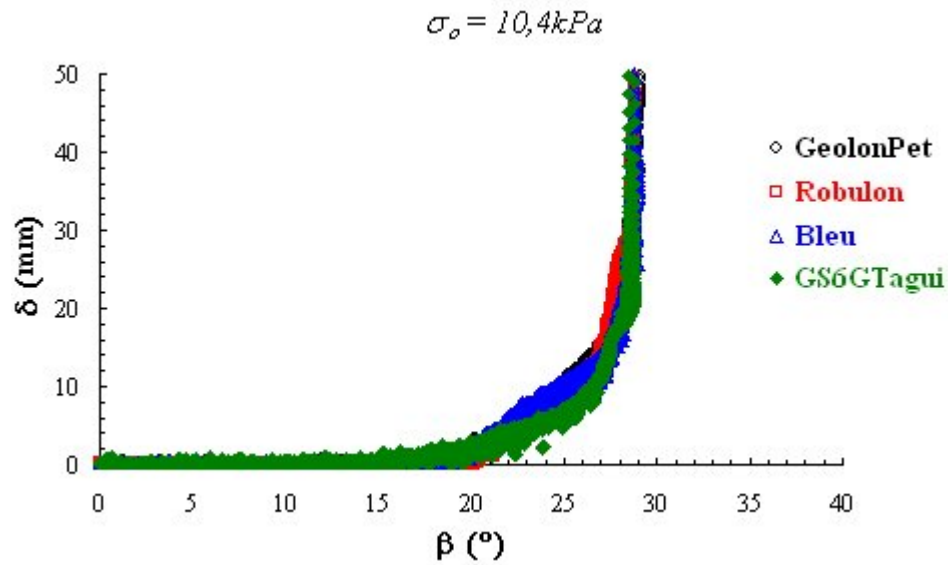


Figure 6.43. Suite.

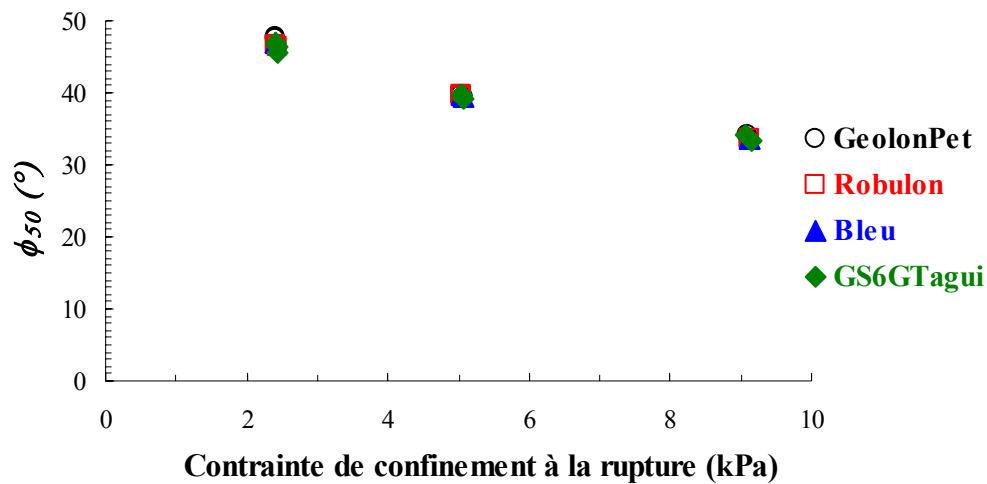


Figure 6.44. Paramètre de frottement statique  $\phi_{50}$  versus contrainte de confinement pour les interfaces sol compacté-géosynthétique de renforcement.

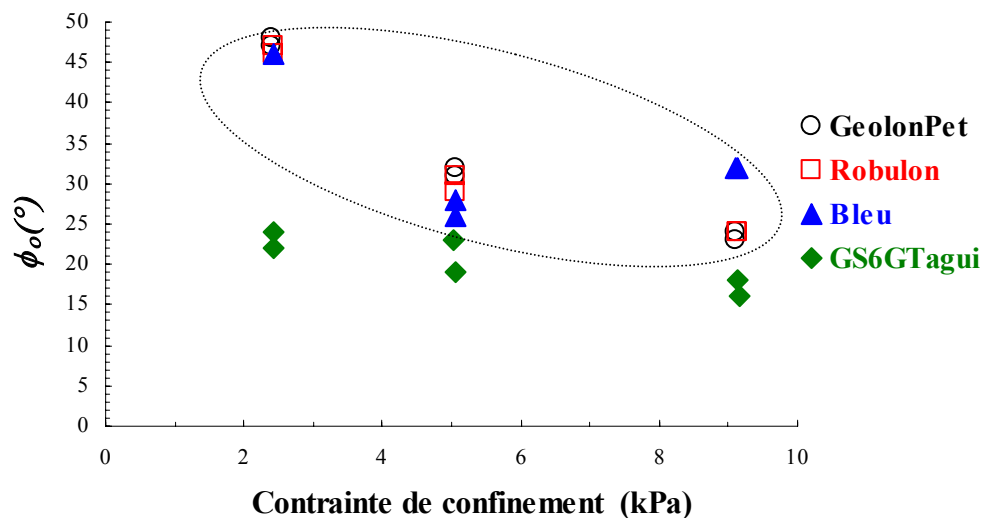


Figure 6.45. Paramètre de frottement statique  $\phi_o$  versus contrainte de confinement pour les interfaces sol compacté-géosynthétique de renforcement.

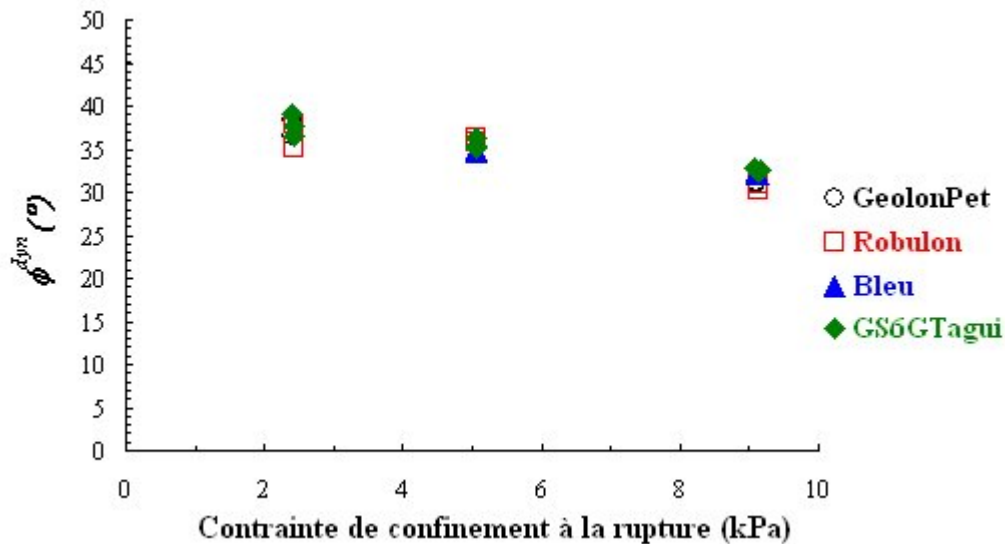


Figure 6.46. Paramètre de frottement dynamique  $\phi^{dyn}$  versus contrainte de confinement pour les interfaces sol compacté-géosynthétique de renforcement.

Si on considère le paramètre  $\phi_{50}$ , il n'est pas possible de distinguer une différence entre les performances des différents géosynthétiques de renforcement ainsi que par rapport au géotextile aiguilleté. En fait, les courbes de la Figure 6.43 montrent que les différences sont plus apparentes (bien que peu significatives) jusqu'à peu près 20 mm de déplacement relatif.

De manière similaire, on ne constate aucune différence entre les paramètres de frottement dynamique ( $\phi^{dyn}$ ). Par contre le paramètre  $\phi_o$  présente des différences plus marquées, avec des résistances plus grandes pour les géosynthétiques de renforcement que pour les géotextiles lisses. Une plus grande valeur de  $\phi_o$  est probablement une garantie d'une plus grande sécurité.

Le Tableau 6.13 présente le résumé des résultats obtenus, tandis que le Tableau 6.14 présente les mécanismes de glissement des géosynthétiques de renforcement pour chaque niveau de contrainte de confinement appliquée.

Tableau 6.13. L'ensemble des paramètres de frottement correspondant aux interfaces sol compacté-géosynthétique de renforcement.

GeolonPet		Robulon		Bleu		GS6GT <sub>agui</sub>	
$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_o$ (°)	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_o$ (°)	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_o$ (°)	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_o$ (°)
2,40	47	2,42	47	2,42	46	2,44	22
2,40	48	2,42	46			2,42	24
5,05	31	5,05	29	5,06	26	5,07	19
5,06	32	5,06	31	5,07	28	5,04	23
9,11	24	9,13	24	9,11	32	9,15	16
9,09	23	9,13	24	9,13	32	9,12	18

Tableau 6.13. Suite.

$\phi^{dyn}$							
GeolonPet		Robulon		Bleu		GS6GT <sub>agui</sub>	
$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi^{dyn} (^\circ)$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi^{dyn} (^\circ)$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi^{dyn} (^\circ)$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi^{dyn} (^\circ)$
2,40	36	2,42	38			2,44	37
2,40	38	2,42	35			2,42	38
5,05	35	5,05	36	5,06	35	5,07	35
5,06	36	5,06	36	5,07	35	5,04	35
9,11	31	9,13	30	9,11	32	9,15	32
9,09	31	9,13	31	9,13	32	9,12	32

$\phi_{50}$							
GeolonPet		Robulon		Bleu		GS6GT <sub>agui</sub>	
$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_{50} (^\circ)$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_{50} (^\circ)$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_{50} (^\circ)$	$\sigma_{rupture}$ (kPa)	$\phi_{50} (^\circ)$
2,40	48	2,42	47	2,42	47	2,44	46
2,40	48	2,42	47	2,41	47	2,42	46
5,06	39	5,05	40	5,06	39	2,41	47
5,05	40	5,05	40	5,05	40	5,07	39
9,09	34	5,06	40	9,12	34	5,04	40
9,12	34	9,13	34	9,12	34	5,05	40
		9,12	34			9,15	33
		9,12	34			9,12	34
						9,08	34

Tableau 6.14. Mécanisme de glissement des interfaces correspondant aux géosynthétiques de renforcement étudiés.

$\sigma_o$ (kPa)	GeolonPet	$\phi_o / \phi^{dyn}$	Robulon	$\phi_o / \phi^{res}$	Bleu	$\phi_o / \phi^{res}$
2,8	GB	$\phi_o > \phi^{dyn}$	GB	$\phi_o > \phi^{dyn}$	GB	$\phi_o > \phi^{dyn}$
5,9	GP	$\phi_o < \phi^{dyn}$	GP	$\phi_o < \phi^{dyn}$	GP	$\phi_o < \phi^{dyn}$
10,4	GP	$\phi_o < \phi^{dyn}$	GP	$\phi_o < \phi^{dyn}$	GP	$\phi_o < \phi^{dyn}$

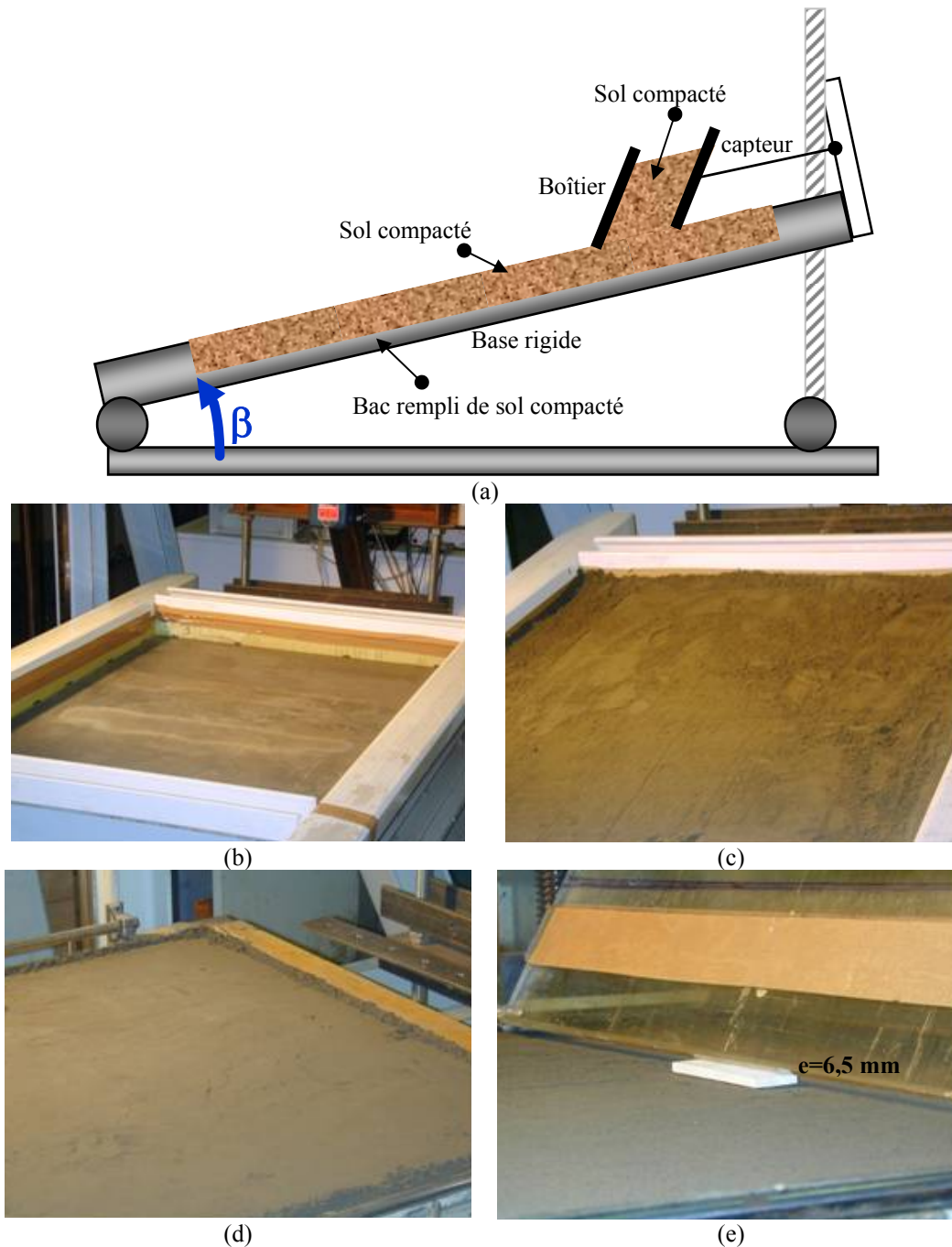
Note: GB: Glissement Brutal; GP: Glissement Progressif.

Comme pour les interfaces du type sol compacté-géosynthétique lisse, on retrouve une totale correspondance comme proposée par Gourc & Reyes-Ramirez (2004) entre le mode de glissement et les inégalités concernant  $\phi_o$  et  $\phi^{dyn}$  dans le cas des interfaces du type sol compacté-géosynthétique de renforcement étudiées.

#### 6.4.4 Analyse comparative: condition de stabilité du sol de couverture des pentes de centres de stockage de déchets (interface sol – sol)

Le but de ce paragraphe est de faire une analyse comparative basée sur les propriétés de résistance au cisaillement des différents systèmes sol compacté-géosynthétique ici étudiés. Pour cette analyse, il faut caractériser les conditions de rupture de la couche de sol compacté, ce qui est réalisé ici avec l'équipement plan incliné où on étudie l'interface sol-sol.

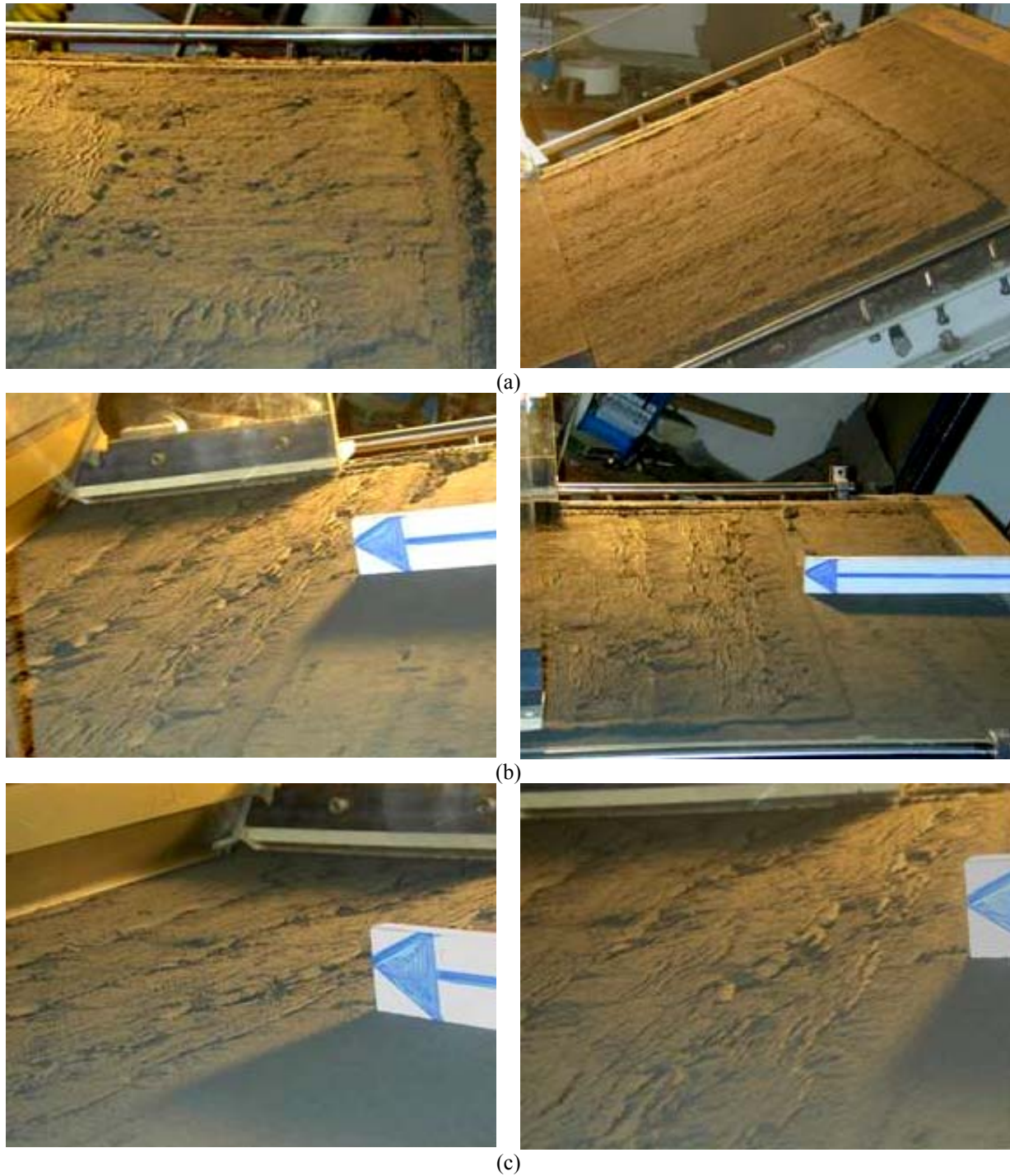
La procédure d'essai est donc similaire à celle adoptée pour caractériser les propriétés résistantes des interfaces du type sol compacté-géosynthétique avec l'adaptation suivante : la couche de sol compacté dans le boîtier supérieur est ici positionnée sur une autre couche de sol compacté placée dans le bac en dessous du plan support de l'équipement plan support. La Figure 6.47 montre cette configuration d'essai.



**Figure 6.47. Adaptation du plan support de l'équipement plan incliné pour la réalisation d'essais du type sol compacté-sol compacté: (a) schéma général de l'essai; (b) bac de compactage vide; (c) bac rempli de sol lâche qui va être compacté; (d) surface du sol compacté; (e) boîtier supérieur avec du sol compacté placé sur la surface du sol compacté dans le bac (détail de l'espacement  $e=6,5 \text{ mm}$  entre le boîtier et le plan de glissement).**

Les deux éléments d'interface, c'est-à-dire, le sol compacté dans le bac du plan support et le sol compacté dans le boîtier supérieur glissant, sont compactés dans les mêmes conditions de compactage que celles des essais précédents correspondants aux interfaces sol compacté-géosynthétique ( $\gamma_h=14,2 \text{ kN/m}^3$ ,  $w=6,8\%$ ). La Figure 6.48 permet de visualiser les mécanismes de rupture liés à ces essais.





**Figure 6.48. Surfaces de rupture caractéristiques des essais du type sol compacté-sol compacté ( $\gamma_h=14,2\text{kN/m}^3$ ) réalisés au plan incliné: (a)  $\sigma_0=2,8$  kPa; (b)  $\sigma_0=5,9$  kPa; (c)  $\sigma_0=10,4$  kPa.**

Le mécanisme de rupture au cours de ces essais s'est avéré très complexe et dépendant de la contrainte de confinement considérée. Pour la contrainte de confinement  $\sigma_0 = 2,8$  kPa, le glissement se passe le long de l'interface (Fig. 6.48a); mais le mouvement est lent et erratique, ce qui rend impossible l'évaluation de la vitesse de déplacement ( $v(t)$ ) et l'accélération ( $\gamma$ ) du boîtier supérieur glissant (aucune phase de mouvement uniformément accéléré n'est obtenue). Dans ces conditions de glissement, il est donc impossible de déterminer le paramètre  $\phi^{dyn}$ .

Pour  $\sigma_0 = 5,9$  kPa et  $\sigma_0 = 10,4$  kPa, le glissement ne se passe plus le long de l'interface, mais dans la couche de sol inférieur compacté dans le bac (à peu près à 20 mm de profondeur, Fig. 6.48b,c). Le mouvement est aussi lent et erratique, et s'arrête après un certain déplacement relatif; il est donc encore une fois impossible de déterminer le paramètre  $\phi^{dyn}$ . Malgré la complexité liée à la phase de glissement non stabilisé, la rupture statique est très claire comme on peut le voir sur les courbes caractéristiques  $\delta(\beta)$  pour chaque contrainte de confinement.

Ces courbes, où l'on considère exclusivement le paramètre statique  $\phi_{50}$ , sont présentées dans la Figure 6.49, qui montre également l'ensemble de toutes les courbes  $\delta(\beta)$  correspondant aux essais d'interface précédents sol compacté-géosynthétique. On peut constater que, pour chaque contrainte de confinement, les courbes représentatives de la rupture du sol compacté sont toujours à gauche des courbes de rupture représentatives des interfaces sol compacté-géosynthétique (sauf pour l'interface avec la géomembrane).

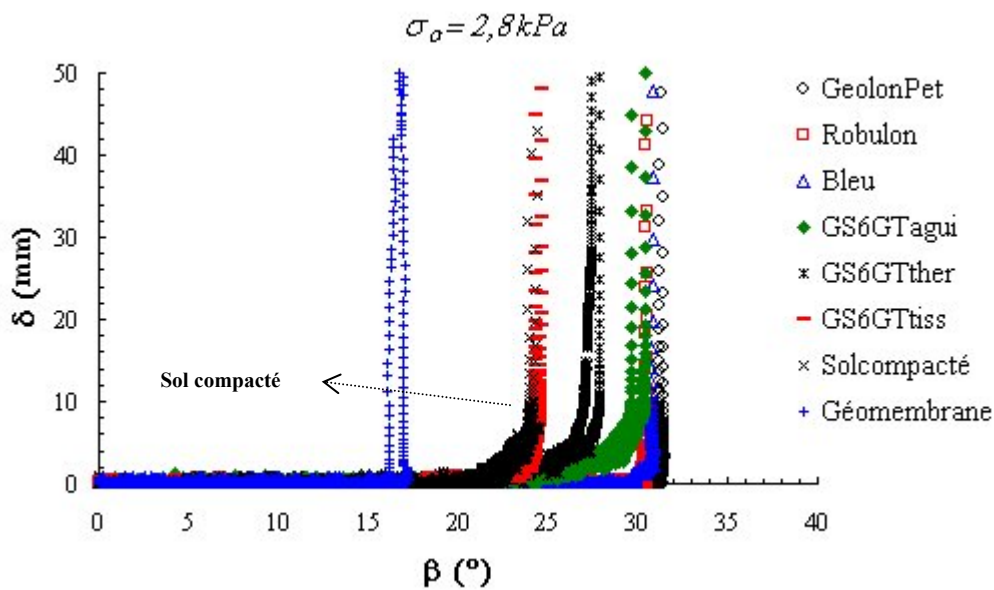


Figure 6.49. Courbes  $\delta(\beta)$  correspondant à l'ensemble des interfaces étudiées (sol compacté-géosynthétique, sol compacté-sol compacté):  $\sigma_0 = 2,8$  kPa.

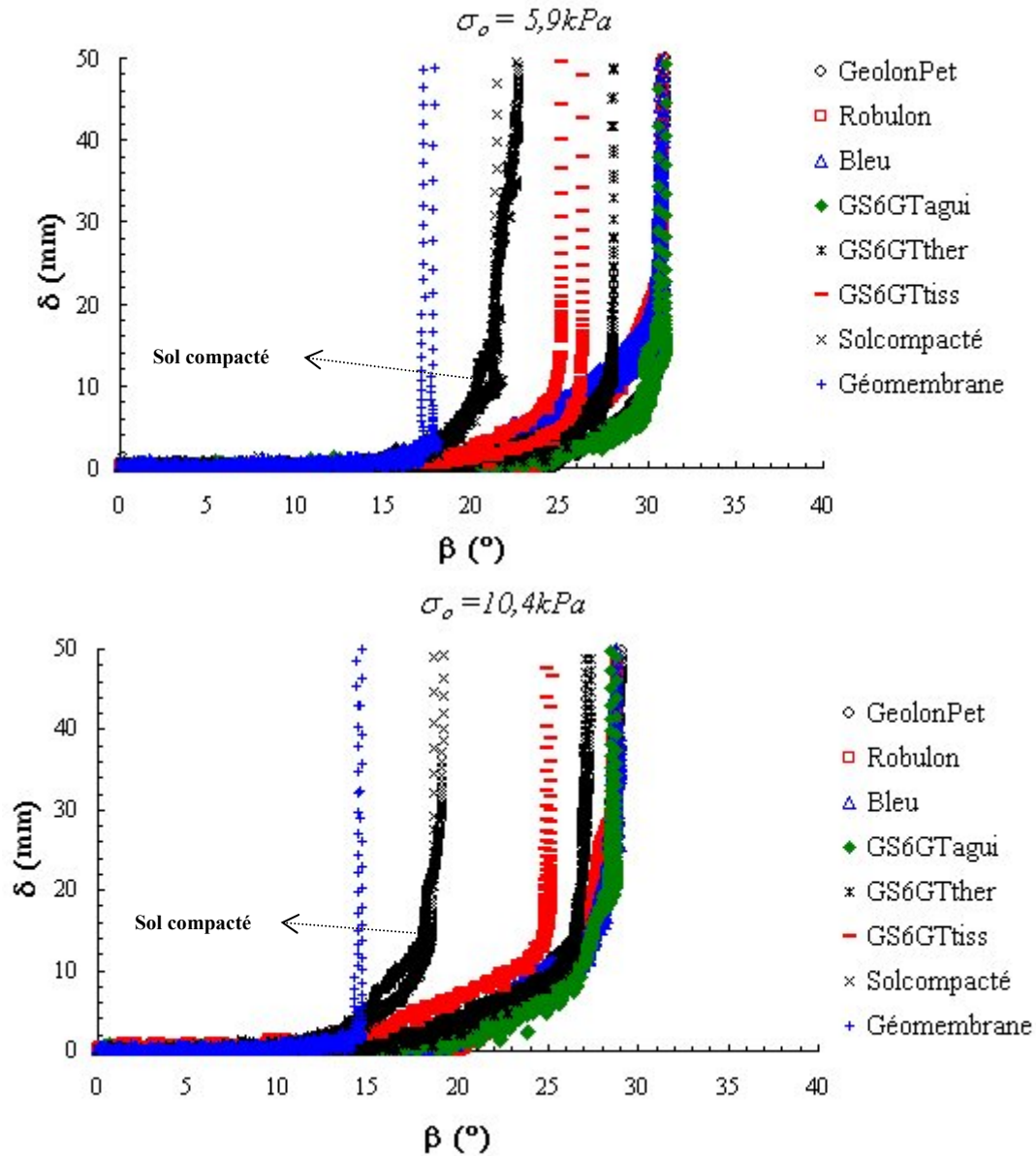


Figure 6.49. Suite :  $\sigma_o = 5,9 \text{ kPa}$  et  $\sigma_o = 10,4 \text{ kPa}$ .

Bien que le mécanisme de rupture du sol compacté ne se passe pas uniquement au niveau de l'interface, la valeur  $\beta_{50}$  est utilisée pour déterminer le paramètre de frottement statique  $\phi_{50}$ , et par conséquent pour obtenir l'enveloppe de frottement du sol; ce qui permet de comparer avec les enveloppes de rupture des interfaces sol compacté-géosynthétique déterminées auparavant. L'ensemble de ces enveloppes est présenté dans la Figure 6.50.



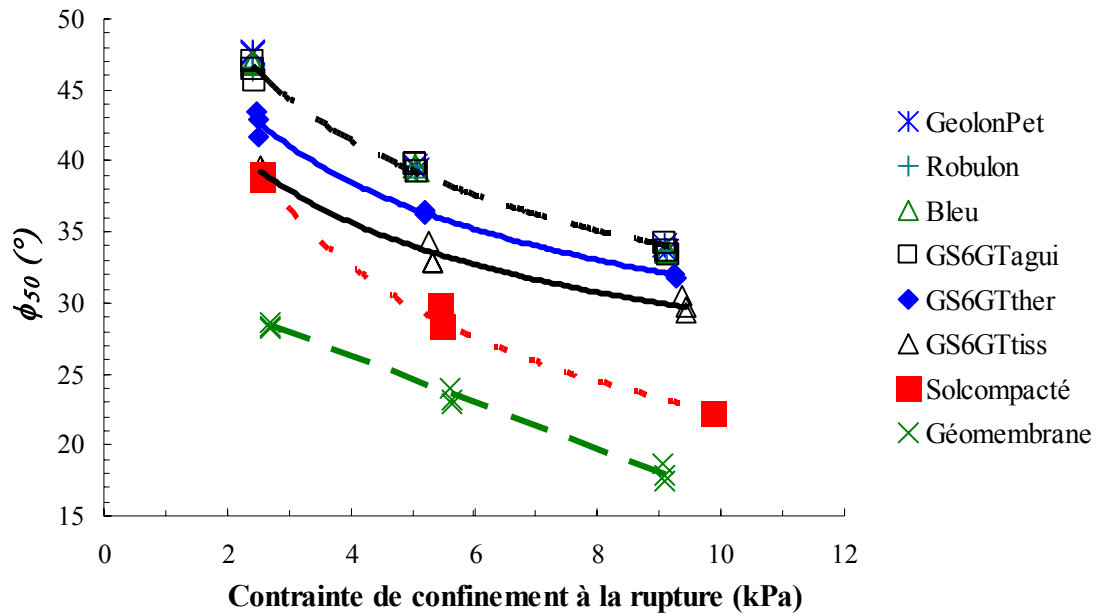


Figure 6.50. Enveloppes de frottement statique des interfaces étudiées (sol compacté-géosynthétique, sol compacté-sol compacté).

Selon les Figures 6.49 et 6.50, les essais réalisés pour les interfaces du type sol compacté-géosynthétique montrent un angle de frottement statique  $\phi_{50}$  plus grand que celui correspondant aux essais sol-sol. On peut en déduire qu'en cas de glissement d'une couche de couverture placée sur une surface géosynthétique (géotextile lisse ou de renforcement), ce glissement a lieu dans la couche de sol compacté, et non au niveau de l'interface jugée critique. Rappelons que dans le cas d'une surface plus lisse obtenue avec une géomembrane, l'angle de frottement d'interface sol compacté-géomembrane est par contre plus petit que l'angle de rupture du sol compacté : le glissement a alors donc lieu le long de la surface de la géomembrane, et non dans la couche de sol compacté.

#### 6.4.5 Conclusions concernant la résistance au cisaillement d'interfaces sol compacté-géosynthétique

Le paragraphe 6.4 concernait l'étude de la résistance au cisaillement des interfaces du type sol compacté-géosynthétique. Le but était d'évaluer le comportement « frottant » des interfaces correspondant à un sol de couverture compacté au-dessus de géotextiles lisses (avec une fonction de séparation et de filtration du sol) ou au-dessus de géosynthétiques de renforcement spécifiquement conçus pour augmenter la résistance d'interface. L'ensemble des résultats expérimentaux obtenus conduit aux conclusions suivantes:

- i. Il est possible de distinguer les comportements résistants d'interfaces du type sol compacté-géosynthétique soumises à de faibles contraintes de confinement grâce à l'équipement plan incliné;
- ii. Contrairement au paramètre  $\phi_0$ , le paramètre  $\phi_{50}$  n'est généralement pas adapté aux conditions statiques et sa détermination n'a donc théoriquement pas d'intérêt. De plus, étant donné que  $\beta_{50} > \beta_0$ , la valeur de  $\phi_{50}$  surestime la valeur de  $\phi_0$ , correspondant en fait au début du glissement. L'évaluation des conditions

de stabilité des barrières composites avec le paramètre  $\phi_{50}$  ne permet donc pas de caractériser le mécanisme de glissement progressif ou graduel où  $\tan\phi_{50} > \tan\phi_o$  ;

- iii.  $\phi^{dyn}$  est un paramètre de frottement important et doit donc être considéré dans ce travail. Il est systématiquement plus petit que  $\phi_{50}$ , ce qui peut être une explication de quelques cas réels de rupture observés;
- iv. La forme de la courbe  $\delta(\beta)$  est très instructive et la différence entre les glissements du type progressif (graduel) et brutal (abrupt) peut être facilement associée à la différence entre  $\phi_o$  et  $\phi^{dyn}$ . Pour une barrière composite qui se trouve à la limite de la stabilité, un comportement du type glissement progressif est plus sécuritaire qu'un comportement du type glissement brutal;
- v. Pour toutes les interfaces testées, le frottement décroît significativement lorsque la contrainte de confinement (ou l'épaisseur de la couche de couverture) augmente;
- vi. Le sens commun suggère que la surface de géosynthétique en contact avec la couche de sol de couverture représente une interface de faible résistance au cisaillement ; c'est pourquoi les fabricants proposent des solutions avec des géosynthétiques où l'on augmente la rugosité du géotextile et donc la résistance de cette interface. Les essais réalisés pour l'interface sol compacté-géotextile ont montré un angle de frottement statique plus grand que celui du sol compacté. En fait, il semble que dans le cas du glissement d'une couche de couverture sur une interface géotextile, ce glissement se produit dans la couche de sol, et non sur le géotextile. Dans le cas particulier d'une interface lisse obtenue avec une géomembrane en PEHD, on a vu que le frottement d'interface est inférieur à celui du sol compacté et que le glissement se produit donc au niveau de la surface de la géomembrane, et non dans le sol. Il faut donc envisager le recours aux géosynthétiques de renforcement du sol de couverture selon la méthodologie constructive traditionnelle;
- vii. La mise en place d'un géotextile de renforcement (avec une résistance en traction convenable) au sein même de la couche de sol peut être plus efficace car d'un côté le frottement augmente avec la réduction de la contrainte de confinement, et de l'autre la potentialité de rupture est réduite par la redistribution des contraintes dans le géotextile.

## 6.5 Résumé et conclusions

Ce chapitre présente une recherche expérimentale destinée à caractériser à l'aide de l'équipement plan incliné, la résistance au cisaillement d'interfaces avec géosynthétiques, présentes dans les couches de couverture des centres de stockage de déchets. Les points suivants ont été abordés: i) la caractérisation de la résistance d'interfaces du type géomembrane-géospaceur avec l'étude de l'influence de la déformation cumulée et de l'inversion de la position relative des éléments d'interface; ii) la caractérisation de la résistance d'interfaces du type sol compacté-géosynthétique.

L'équipement plan incliné, modifié pour les besoins de ces essais, est présenté, ainsi que la base théorique nécessaire à l'interprétation des résultats des essais. En plus du paramètre de frottement statique ( $\phi_{50}$ ) défini par la norme Pr EN ISO 12957-2 (2001), de nouveaux paramètres caractéristiques du comportement « frottant » des interfaces géosynthétiques sont proposés. Il s'agit de l'angle de frottement correspondant au début du déplacement relatif ( $\phi_o$ ) et l'angle de frottement dynamique ( $\phi^{dyn}$ ) obtenu selon les principes de la dynamique. Les particularités méthodologiques permettant d'obtenir ces résultats sont également décrites.

Les résultats de l'étude expérimentale sur la résistance au cisaillement des interfaces géosynthétique-géosynthétique sont présentés. On constate que le comportement « frottant » des interfaces avec géosynthétiques est affecté par l'effet du déplacement relatif superficiel cumulé. Ce phénomène peut se produire aux interfaces de ces matériaux, dans les conditions opérationnelles typiques des ouvrages de génie civil où ils sont utilisés. Les changements de propriétés de frottement d'interface résultant du déplacement relatif induit sur les surfaces géosynthétiques ont montré une dépendance vis à vis de la composition polymérique des géosynthétiques, de la position relative des éléments de l'interface et de la structure de ces produits.

Du point de vue de la sécurité de l'ouvrage de génie civil, il est nécessaire de considérer plus particulièrement le cas où le déplacement imposé à la surface entraîne l'endommagement des propriétés « frottantes » (réduction du frottement d'interface) et augmente l'impact du mécanisme de glissement (changement du glissement du type progressif ou saccadé vers le glissement brutal).

En ce qui concerne l'influence de l'inversion de la position relative des éléments d'interface, on constate que les paramètres de frottement correspondant aux géomembranes lisses en PEHD sont sensibles à cette inversion, ce qui n'est pas le cas pour les interfaces comportant des géomembranes lisses en polypropylène (PP) ou en chlorure de polyvinyl (PVC). Cette sensibilité est observée sur les paramètres statiques (essentiellement  $\phi_{50}$ ) et dynamique ( $\phi^{dyn}$ ).

Pour finir, les résultats de la recherche concernant la caractérisation du frottement d'interfaces sol compacté-géosynthétiques sont présentés. Avec la méthodologie d'essai proposée, il est possible de différencier les comportements résistants de ces interfaces sous faible contrainte de confinement. A partir des résultats obtenus, la pertinence du paramètre de frottement  $\phi_{50}$  défini dans la norme Pr EN-ISO 12957-2 (2001) est discutée. On montre que les paramètres  $\phi_o$  et  $\phi^{dyn}$  sont pertinents et doivent être considérés dans les projets. Le caractère instructif des courbes de glissement des interfaces est aussi mis en évidence.

Pour les contraintes de confinement appliquées au cours de ce travail et pour toutes les interfaces testées, on observe que le frottement d'interface décroît significativement quand la contrainte de confinement croît. Les essais réalisés pour l'interface sol compacté-géotextile présente un angle de frottement plus grand que l'angle de rupture du sol compacté. En cas de glissement d'une couche de sol de couverture placée sur un géotextile, ce glissement a lieu dans le sol compacté, et non sur l'interface. Ce constat conduit à s'interroger sur la méthode traditionnelle de mise en oeuvre des géosynthétiques de renforcement destinés à renforcer l'interface sol-géotextile supposée critique.

## 6 TRABALHO EXPERIMENTAL SOBRE A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE INTERFACES GEOSSINTÉTICAS

---

### 6.1 Introdução

Obras de contenção de resíduos e de efluentes contam com barreiras de baixa permeabilidade destinadas a conter a migração de fluidos para o meio circundante ou para o interior do maciço de resíduos aterrados. Construídas inicialmente com solo compactado, essas barreiras sofreram modificações em sua composição graças ao advento dos geossintéticos. O uso desses materiais possibilita a composição de barreiras em que se conjugam solos compactados, geomembranas e outros geossintéticos formando barreiras compostas. Estas barreiras, quando dispostas em superfícies inclinadas, como na base dos sistemas de disposição ou na cobertura de aterros, estão sujeitas a esforços cisalhantes que podem comprometer a estabilidade da obra, devido às relativamente baixas resistências que se desenvolvem na interface entre os diferentes materiais em contato.

Em laboratório, diferentes ensaios e configurações têm sido utilizados para medir a resistência de interface. Os tipos de ensaios utilizados compreendem ensaios de cisalhamento direto, empregando caixas de grandes dimensões e de dimensões convencionais, ensaios de arrancamento (*pull-out test*), ensaios de cisalhamento em anel (*ring shear*), ensaios de cisalhamento cilíndrico e ensaios de plano inclinado. Em particular, o equipamento plano inclinado tem o mérito de permitir a realização de ensaios sob baixa tensão normal sobre a interface, numa representação mais realista de certas condições de campo, como as que ocorrem em sistemas de cobertura. Ainda que os textos de norma não sejam abrangentes na exploração dos resultados desses ensaios, eles podem ser explorados de uma forma mais apurada e fornecer informações complementares acerca da resistência de interface. Estas correspondem à fase estática, anterior ao deslizamento não estabilizado, bem como à fase dinâmica ou residual, que ocorre durante tal deslizamento e que pode diferir da fase estática devido à influência da taxa de deslocamento (mudança das condições de contato) e às mudanças superficiais durante o mesmo.

Assim, empregando-se o ensaio de plano inclinado, este trabalho experimental tem como objetivo caracterizar a resistência de interfaces geossintéticas presentes em camadas de cobertura de instalações de contenção de resíduos. Ele contemplará duas partes:

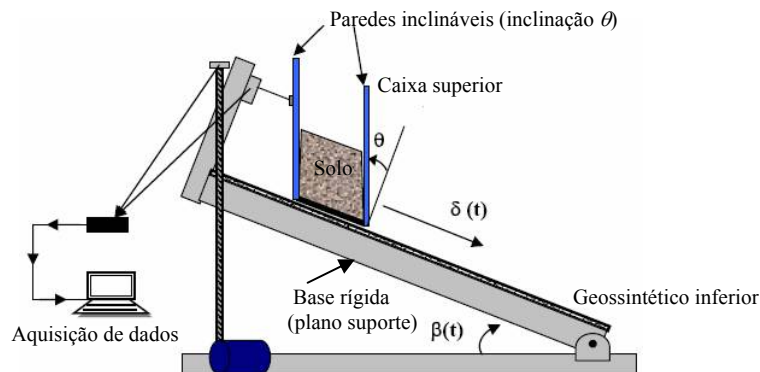
- i. a primeira será destinada a caracterizar a resistência ao cisalhamento de interfaces do tipo geossintético-geossintético (geomembrana-geoespaçador). A deformação acumulada (ou deformação induzida) e a influência da posição relativa dos elementos geossintéticos de uma mesma interface sobre os parâmetros de atrito de interface serão estudadas;

- ii. a segunda parte será destinada a caracterizar a resistência ao cisalhamento de interfaces do tipo solo compactado-geotêxtil dentro da perspectiva do estudo das respectivas eficiências funcionais de diferentes geotêxteis empregados em camadas de cobertura seja como elemento de filtração, seja como elemento de reforço do solo de cobertura.

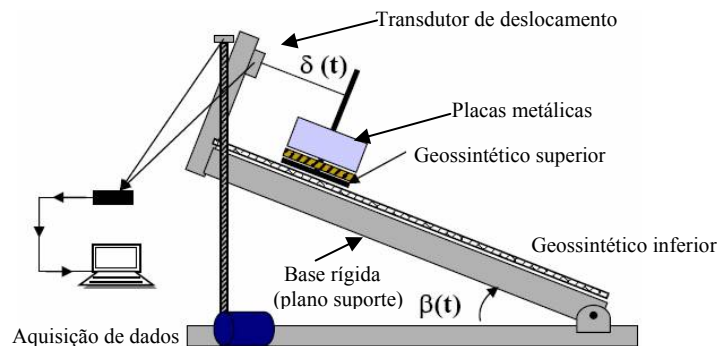
## 6.2 Ensaio plano inclinado

### 6.2.1 Princípios gerais

O princípio geral do ensaio plano inclinado consiste em medir o ângulo de atrito de interface ( $\phi$ ) a partir da medida do ângulo de deslizamento  $\beta$  para o qual a caixa superior desliza quando o plano suporte é inclinado (Fig. 6.1). No caso das interfaces solo-geossintético (Fig. 6.1a), o geossintético em contato com a caixa superior é ancorado na extremidade superior do plano suporte, à montante da caixa superior. O plano inclinado é constituído de uma base rígida cuja extremidade inferior tende a girar em torno de um eixo horizontal, resultando na inclinação do plano. Assim, no início do ensaio, o plano inclinado se encontra na posição horizontal, e à medida que este vai sendo inclinado (uma velocidade angular de  $3^\circ/\text{minuto}$  é adotada), os deslocamentos da caixa superior ( $\delta(t)$ ) e o ângulo de inclinação ( $\beta(t)$ ) são registrados pelo sistema de aquisição de dados. No caso de interfaces geossintético-geossintético, utiliza-se a configuração de ensaio mostrada sobre a Figura 6.1b.



(a)



(b)

**Figura 6.1. Esquema geral do equipamento plano inclinado modificado: (a) configuração de ensaio de interfaces solo-geossintético; (b) configuração de ensaio de interfaces geossintético-geossintético.**  
 Nota:  $\delta(t)$ : deslocamento ao longo do tempo;  $\beta(t)$ : ângulo de inclinação ao longo do tempo.

Este equipamento foi concebido para caracterizar interfaces geossintéticas submetidas a baixo confinamento (Reyes-Ramirez, 2003), permitindo, em adição ao equipamento convencional, avaliar o comportamento friccional de interfaces geossintéticas considerando-se grandes deslocamentos relativos. Essa opção complementa o ensaio de cisalhamento direto, o qual em geral é mais apropriado para interfaces submetidas a tensões normais superiores a 25 kPa.

No caso de interfaces solo-geossintético (Fig. 6.1a), a tensão normal de ensaio é dada pelo solo e pode ser acrescida pela adição de placas metálicas. Em interfaces entre geossintéticos (Fig. 6.1b), a tensão normal é proporcionada apenas por placas metálicas superpostas ao geossintético superior. A realização do ensaio parte de um estado inicial onde atua a tensão normal média  $\sigma_0$ . O cisalhamento é proporcionado pela inclinação gradual do plano suporte, que continua até um ângulo  $\beta_s$ , denominado de ângulo de deslizamento não estabilizado. Registre-se que à medida que se aumenta a inclinação ( $\beta_i$ ), a tensão normal  $\sigma_i$  tende a diminuir, pois  $\sigma_i = \sigma_0 \cdot \cos \beta_i$ .

O comportamento de interface pode ser geralmente separado em três fases distintas apresentadas na Figura 6.2:

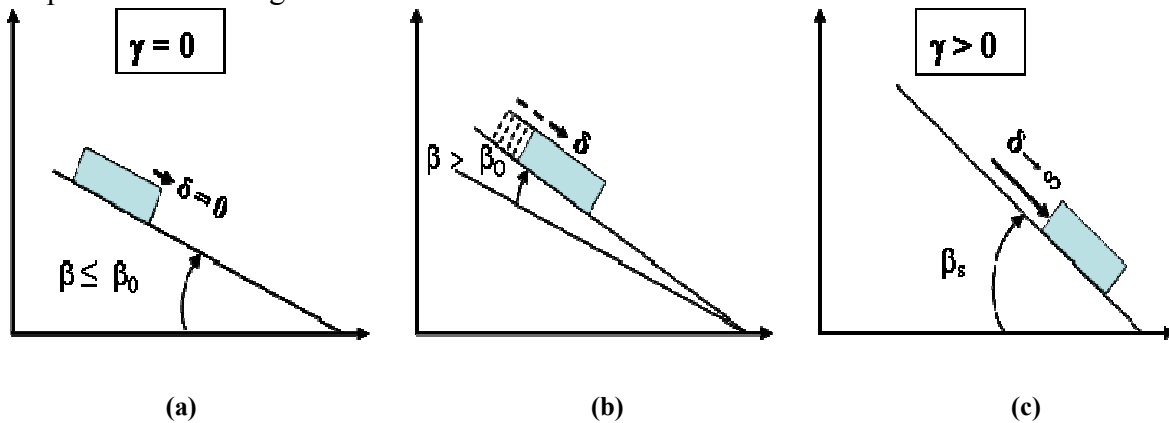


Figura 6.2. Diferentes fases do movimento do elemento superior da interface com o aumento da inclinação  $\beta$  do plano inclinado: (a) fase 1, fase estática; (b) fase 2, fase transitória; (c) fase 3, fase de deslizamento não estabilizado ( $\gamma$ : aceleração do sistema;  $\beta_0$ : ângulo de mobilização do deslocamento inicial;  $\beta_s$ : ângulo de deslizamento não estabilizado).

- Fase 1, denominada fase estática (Fig. 6.2a), onde o elemento superior da interface (geossintético superior ou a caixa superior contendo o solo) permanece praticamente imóvel ( $\delta=0$ ) sobre o plano inclinado até alcançar um ângulo  $\beta=\beta_0$ ;
- Fase 2, denominada fase transitória (Fig. 6.2b), onde para um incremento no valor da inclinação  $\beta$  (para  $\beta>\beta_0$ ), o elemento superior da interface move-se gradualmente para baixo;
- Fase 3, denominada fase de deslizamento não estabilizado (Fig. 6.2c), onde o elemento superior da interface sofre um deslizamento não estabilizado a uma velocidade crescente, ainda que a inclinação do plano seja mantida constante ( $\beta=\beta_s$ ).

Como indicado por Reyes-Ramirez & Gourc (2003) e explicitado na Figura 6.3, a fase 2 (fase transitória) pode ser de vários tipos:

- Deslizamento brusco (Fig. 6.3a): deslocamento abrupto do elemento superior da interface sob deslizamento não estabilizado, com uma fase transitória quase inexistente ( $\beta_0 = \beta_s$ );
- Deslizamento irregular (Fig. 6.3b): deslocamento  $\delta$  aumentando segundo um comportamento do tipo « stick-slip »;
- Deslizamento gradual (Fig. 6.3c): deslocamento  $\delta$  aumentando progressivamente com o aumento da inclinação  $\beta$ .

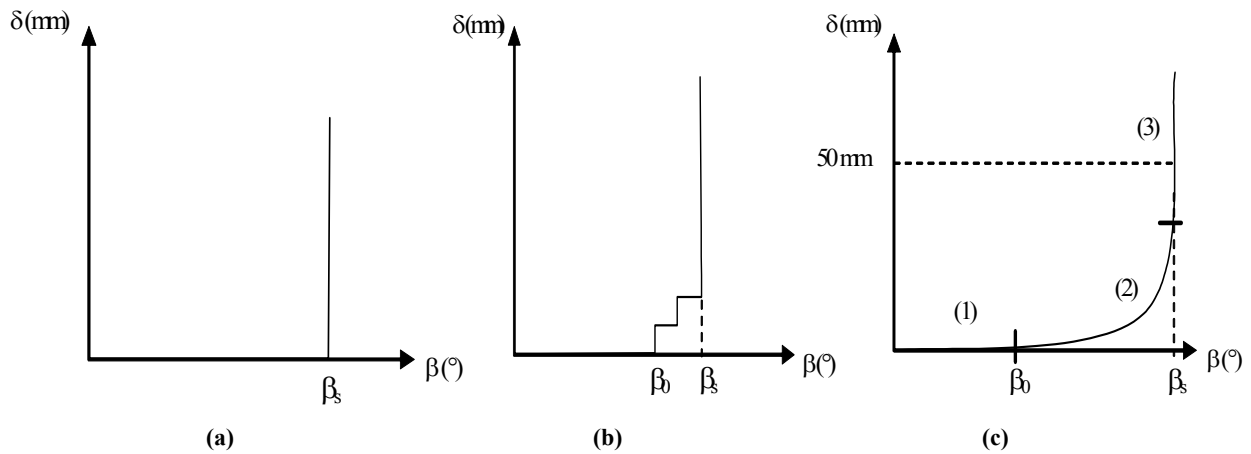


Figura 6.3. Diferentes mecanismos de deslizamento observados no ensaio de plano inclinado: (a) deslizamento brusco; (b) deslizamento « stick-slip »; (c) deslizamento gradual.

### 6.2.2 Interpretação estática do ensaio

Convencionalmente, a informação principal que se busca extrair de um ensaio de atrito de interface é o ângulo de atrito estático ( $\phi^{stat}$ ) correspondente ao limiar ou ao início do deslizamento não estabilizado. No caso da configuração de ensaio destinada à caracterização do atrito de interface solo-geossintético, este parâmetro pode ser apreendido a partir do ângulo de deslizamento não estabilizado ( $\beta_s$ ) observado no ensaio, levando-se em conta, na condição limite de equilíbrio estático do sistema, as influências do atrito do sistema de guias da caixa de ensaio (componentes  $N_{guide}$ ,  $T_{guide}$ ), do peso próprio da caixa de ensaio ( $P_c = m_c \cdot g$ ) e da sobrecarga aplicada à interface pelo solo ou conjunto solo-placas metálicas ( $P_s = m_s \cdot g$ ), como indicado sobre a Figura 6.4 a seguir.

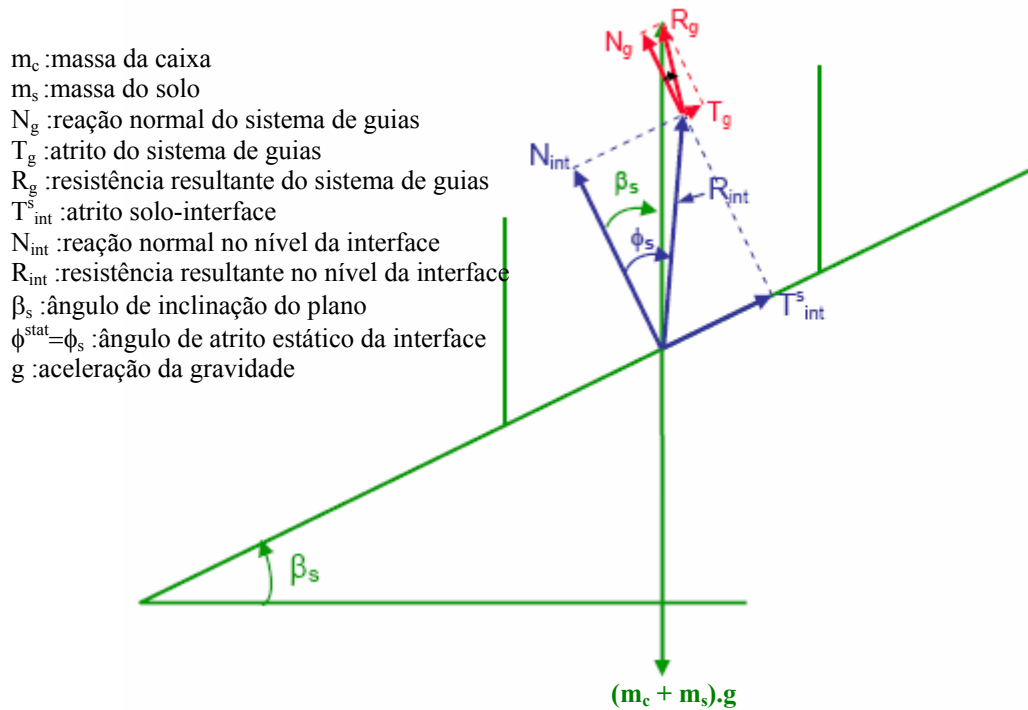


Figura 6.4. Equilíbrio limite estático da caixa superior.

As guias são consideradas como retomando a componente normal do peso da caixa (exceto no caso de perda de contato com as guias, caso não observado) e uma porcentagem ( $\alpha$ ) da componente normal do peso do solo em contato com as paredes da caixa (e não a percentagem do peso do solo que atua diretamente sobre a interface) (Fig. 6.5a). No caso da configuração destinada à caracterização do atrito de interface geossintético-geossintético (Fig. 6.5b), a sobrecarga representada pelas placas metálicas repousa diretamente sobre o geossintético e, portanto, os parâmetros  $\alpha$  (relativo ao solo) e  $m_c$  (relativo à caixa) são nulos.

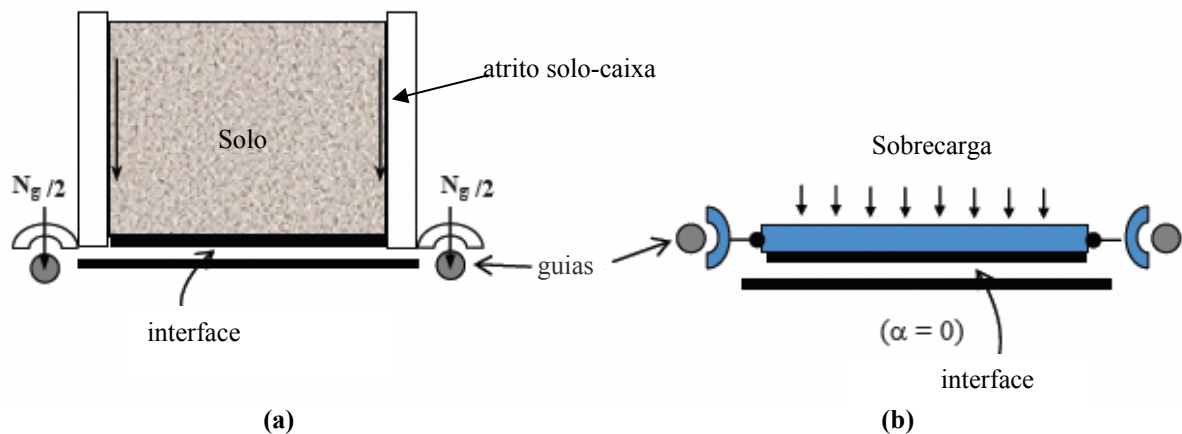


Figura 6.5. Esquemas das duas configurações de ensaio sobre plano inclinado modificado e suas respectivas considerações de transmissão de carga: (a) caixa contendo solo; (b) placa móvel.

O equilíbrio no limiar do deslizamento fornece (Reyes-Ramirez, 2003):



$$\tan \phi^{stat} = \frac{(m_c + m_s) \cdot g \cdot \sin \beta - T_{guide}}{(1 - \alpha) \cdot m_s \cdot g \cdot \cos \beta} \quad (6.1)$$

Esta equação permite determinar o ângulo de atrito estático ( $\phi^{stat}$ ) da interface solo-geossintético.

No caso das interfaces geossintético-geossintético, as guias laterais (Fig. 6.5b) são consideradas não friccionais, não oferecendo, portanto, resistência ao deslizamento ( $T_{guide}=0$ ). Como não há solo, os parâmetros  $\alpha$  e  $m_c$  são nulos, e a equação 6.1 fica reduzida a:

$$\tan \phi^{stat} = \tan \beta \quad (6.2)$$

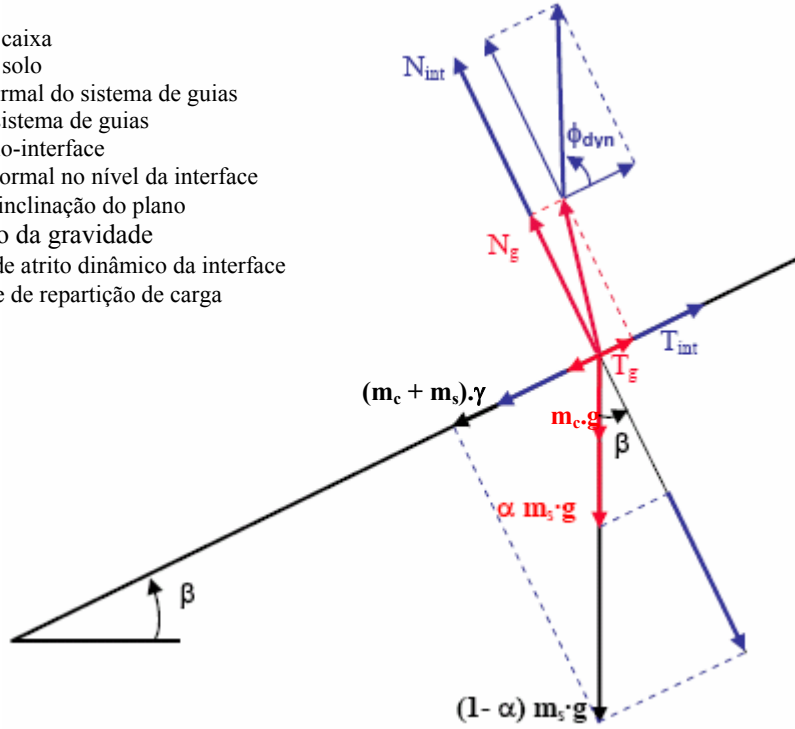
A norma europeia Pr EN ISO 12957-2 (2001) prescreve o ângulo de inclinação  $\beta$  correspondente a um deslocamento  $\delta=50$  mm (aqui identificado como  $\beta_{50}$ ) como aquele que deve ser utilizado nas equações 6.1 e 6.2 acima para fins de derivação do ângulo de atrito estático de uma dada interface. Nessa pesquisa, além do parâmetro estático padrão, será derivado o parâmetro estático  $\phi_o$  obtido a partir de  $\beta_o$ , considerando-se como  $\beta_o$  o valor de  $\beta$  correspondente a um deslocamento relativo de 1 mm (Gourc et al., 2006).

### 6.2.3 Interpretação dinâmica do ensaio

É importante ressaltar que, na realidade, o deslizamento não estabilizado é obtido sob condições dinâmicas. Assim, a originalidade do estudo presente consiste em mostrar que o efeito da aceleração da caixa superior (ou da placa móvel no caso de interfaces geossintético-geossintético) durante a fase de deslizamento não pode ser desprezado visto que isto implica em um erro importante sobre os ângulos de atrito de interface.

Dentro dessa perspectiva, o atrito dinâmico pode ser caracterizado por um ângulo de atrito dinâmico ( $\phi^{dyn}$ ) se, após uma fase transitória (passagem de  $\phi^{stat}$  a  $\phi^{dyn}$ ), é possível determinar um ângulo de atrito suposto constante quando da ocorrência do movimento relativo. Sobre a Figura 6.6, são representadas as diferentes forças (com suas respectivas componentes normal e tangencial) que agem na caixa superior da configuração de ensaio plano inclinado destinada à caracterização da interface solo-geossintético. Nesse sistema, as equações da dinâmica podem ser empregadas a fim de permitir a derivação do atrito dinâmico no nível da interface.

$m_c$  : massa da caixa  
 $m_s$  : massa do solo  
 $N_g$  : reação normal do sistema de guias  
 $T_g$  : atrito do sistema de guias  
 $T_{int}$  : atrito solo-interface  
 $N_{int}$  : reação normal no nível da interface  
 $\beta$  : ângulo de inclinação do plano  
 $g$  : aceleração da gravidade  
 $\phi^{dyn}$  : ângulo de atrito dinâmico da interface  
 $\alpha$  : coeficiente de repartição de carga  
 $\gamma$  : aceleração



**Figura 6.6. Análise do equilíbrio dinâmico limite da caixa superior da configuração de ensaio solo-geossintético sobre plano inclinado.**

Os resultados apresentados na seqüência confirmarão que o movimento após uma fase transitória curta torna-se uniformemente acelerado (aceleração  $\gamma$  constante). A análise da condição de equilíbrio dinâmico do sistema representado na Figura 6.6 fornece (Reyes-Ramirez, 2003):

$$\tan \phi^{dyn} = \frac{(m_c + m_s) \cdot g \cdot \sin \beta_s - T_{guide} - (m_c + m_s) \cdot \gamma}{(1 - \alpha) \cdot m_s \cdot g \cdot \cos \beta_s} \quad (6.3)$$

que corresponde à expressão que permite derivar o ângulo de atrito dinâmico da interface a partir da avaliação da aceleração  $\gamma$  do sistema durante a fase de deslizamento não estabilizado.

No caso da configuração destinada à caracterização do atrito de interface geossintético-geossintético, a equação 6.3 fica reduzida a:

$$\tan \phi^{dyn} = \tan \beta_s - \frac{1}{\cos \beta_s} \cdot \frac{\gamma}{g} \quad (6.4)$$

Verifica-se que a Equação 6.3 se aplica ao caso estático para a fase 1 ( $\beta \leq \beta_o$ ) e aproximadamente à fase 2 ( $\beta_o \leq \beta \leq \beta_s$ ), onde a aceleração pode ser considerada desprezível. Assim, nas equações 6.3 e 6.4, se tomarmos  $\gamma=0$ , temos:

$$\tan \phi^{stat} = \frac{(m_c + m_s) \cdot g \cdot \sin \beta_s - T_{guide}}{(1 - \alpha) \cdot m_s \cdot g \cdot \cos \beta_s} \quad (6.5)$$

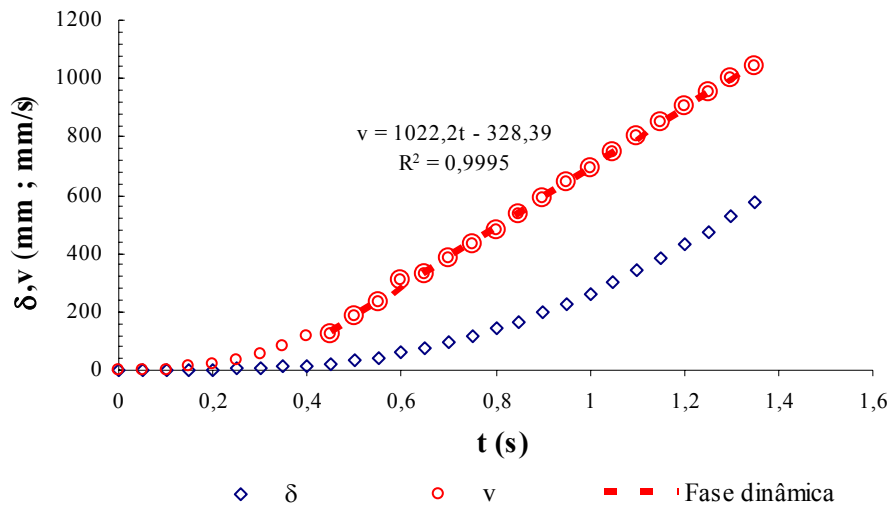
e

$$\tan \phi^{stat} = \tan \beta_s \quad (6.6)$$

com  $\beta_s = \beta_{s0}$ .

Verifica-se, portanto, que as equações 6.1 e 6.2 correspondem, respectivamente, a casos particulares das equações 6.3 e 6.4, mas unicamente para o caso em que a aceleração  $\gamma$  pode ser considerada como sendo nula.

A fase dinâmica pode ser interpretada a partir de dados do ensaio correspondentes à fase de deslizamento não estabilizado. A Figura 6.7 mostra um exemplo de registro ao longo do tempo dos dados de deslocamento relativo ( $\delta$ ) e de velocidade instantânea ( $v$ ) durante um ensaio no plano inclinado. Nesse caso, a aceleração corresponde à inclinação da reta correspondente à função linear velocidade ( $v$ ) versus tempo ( $t$ ).



**Figura 6.7.** Derivação da aceleração  $\gamma$  a partir dos dados de um ensaio dinâmico para fins de determinação do parâmetro  $\phi^{dyn}$ .

Para os ensaios correspondentes às interfaces solo-geossintético, são utilizados os dados da fase de deslizamento não estabilizado de um ensaio convencional, ou seja, de um ensaio destinado a determinar os parâmetros de atrito estáticos.

Para as interfaces geossintético-geossintético, realiza-se, inicialmente, um ensaio convencional a fim de se obter o ângulo de deslizamento não estabilizado ( $\beta_s$ ), e em seguida realiza-se um ensaio dinâmico onde o ângulo de inclinação da base rígida (plano suporte) é fixado segundo um ângulo  $\beta^{dyn} > \beta_s$ , denominado “ângulo de deslizamento dinâmico”. Fixada a inclinação do plano, faz-se deslizar um geossintético sobre o outro. A Figura 6.8 mostra as etapas deste ensaio.

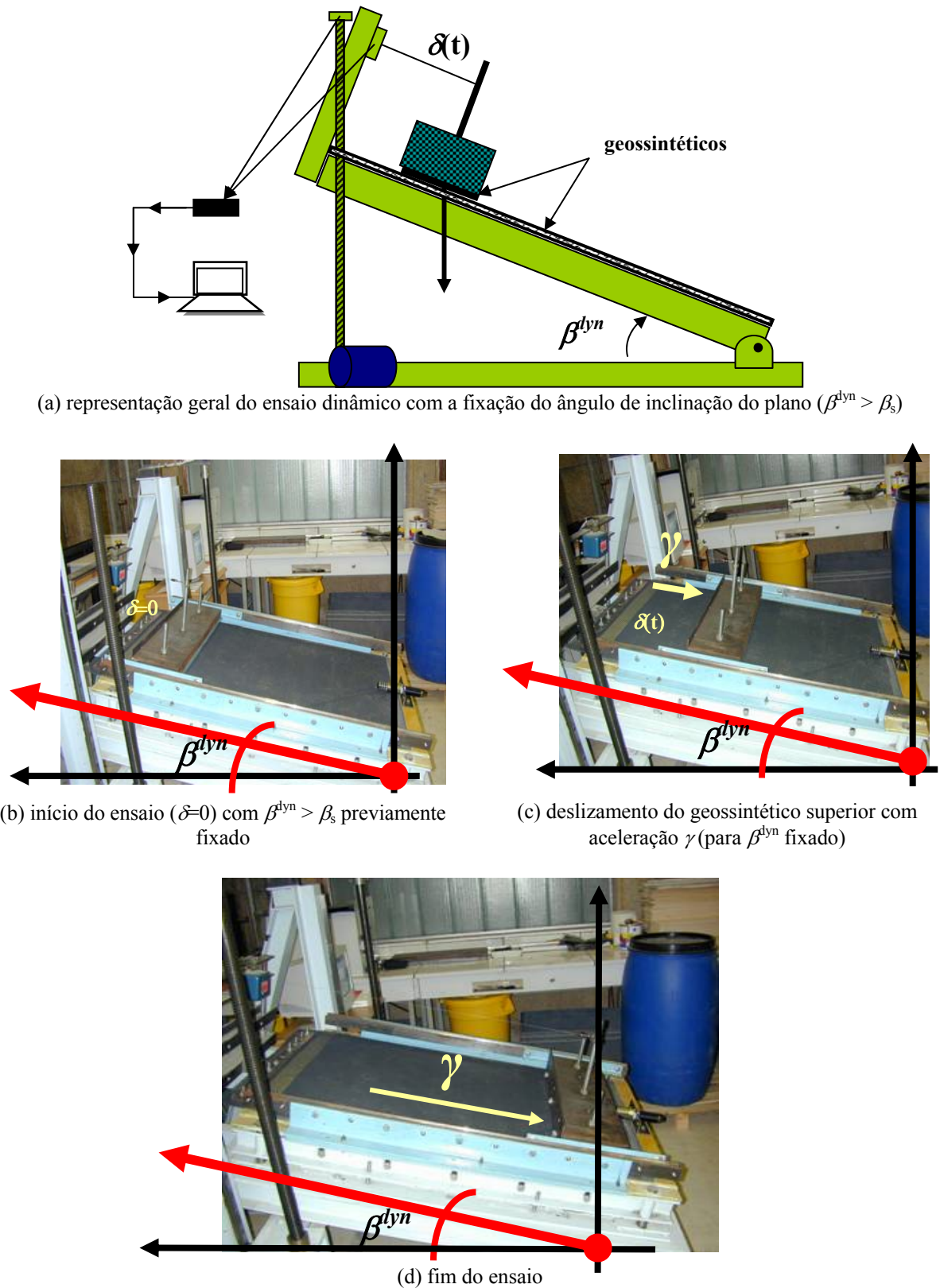


Figura 6.8. Ensaio dinâmico para a obtenção do ângulo de atrito dinâmico ( $\phi^{dyn}$ ) de interfaces geossintético-geossintético.

## 6.3 Trabalho experimental sobre a resistência ao cisalhamento de interfaces geossintético-geossintético

### 6.3.1 Materiais

Os materiais empregados no programa de pesquisa destinado à caracterização da resistência ao cisalhamento de interfaces geossintético-geossintético são relacionados na Tabela 6.1.

**Tabela 6.1. Principais características dos geossintéticos empregados no programa de pesquisa sobre interfaces geossintético-geossintético.**

Produto	Material	Fabricante (notação)	Espessura (mm)
Geomembrana	PEAD	GSE (GM <sub>PEADa</sub> )	1,5
	PEAD	Atarfil (GM <sub>PEADb</sub> )	1
	PEAD	Agru (GM <sub>PEADc</sub> )	1,5
	PVC	Alkor (GM <sub>PVC</sub> )	1
	PP	Siplast (GM <sub>PP</sub> )	1
Geoespaçador	PEAD	Wavin (GS6)	6
	PEAD	Wavin (GS8)	8

Tais materiais compreendem geomembranas (GM) de diferentes naturezas [polietileno de alta densidade (PEAD), polivinil clorado (PVC) e polipropileno (PP)], diferentes espessuras e diferentes texturas superficiais, e geoespaçadores de 6 mm (GS6) e 8 mm (GS8) de espessura (Figura 6.9).



**Figura 6.9. Geoespaçadores empregados no programa de pesquisa.**

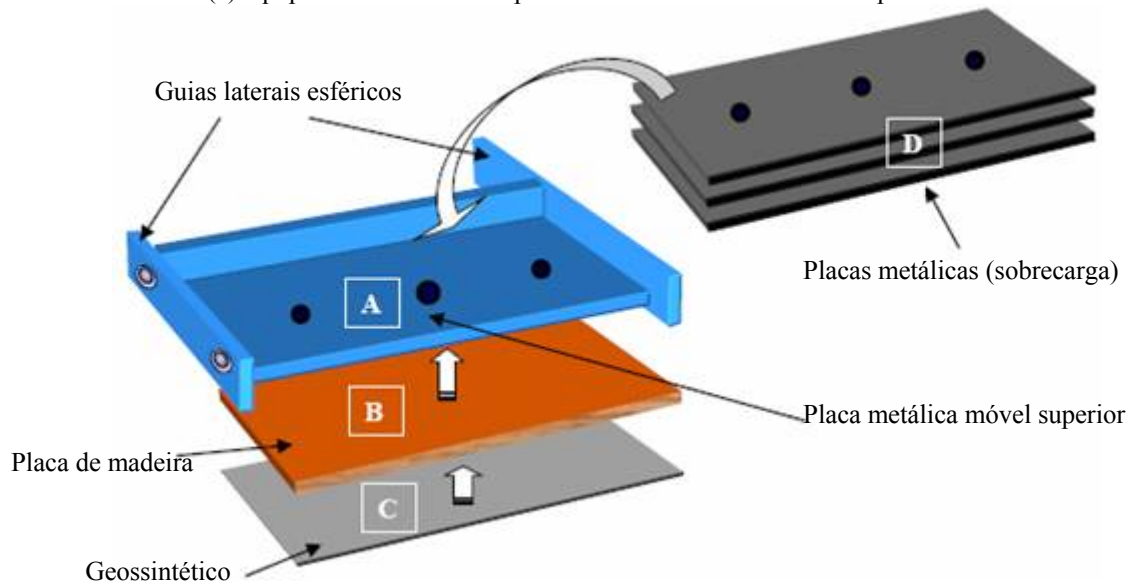
### 6.3.2 Metodologia de ensaio

A configuração dos ensaios de atrito de interface geossintético-geossintético é apresentada na Figura 6.10, a qual contempla o sistema de base característico do equipamento plano inclinado convencional (Fig. 6.10a), assim como os elementos seguintes (Fig. 6.10b):

- Uma placa metálica móvel (**A**) que permite acolher a amostra de ensaio do geossintético superior (**C**), a qual é colada sobre uma placa de madeira (**B**);
- Uma placa de madeira (**B**) de dimensões 18 cm (na direção do deslizamento) por 70 cm (na direção transversal ao deslizamento);
- Placas metálicas (**D**) cujas dimensões são iguais àsquelas da placa de madeira (18 x 70 cm<sup>2</sup>) e que servem de sobrecarga.



(a) equipamento de ensaio « plano inclinado » com sistema de placa móvel



(b) esquematização do sistema de placa móvel superior

**Figura 6.10. Configuração do ensaio plano inclinado modificado: interfaces geossintético-geossintético.**

A tensão normal inicial (plano suporte horizontal,  $\beta=0^\circ$ ) corresponde a  $\sigma_0=P/A$ , onde  $P$  é o peso total aplicado sobre a superfície de contato (aqui compreendida a placa suporte de madeira à qual o geossintético superior é colado), e  $A$  é a área de contato (18 x 70 cm<sup>2</sup>). A tensão normal inicial é obtida com a ajuda de placas metálicas (Figura 6.10b, **D**) solidarizadas à placa metálica móvel (Figura 6.10b, **A**) com a ajuda de parafusos. Tais placas metálicas apresentam espessuras de 10 mm e 20 mm (respectivamente 108



N e 216 N de peso), a placa metálica móvel pesa 292 N e a placa de madeira sobre a qual a amostra geossintética é colada (Figura 6.10b, **B**) pesa 12 N. Assim, é possível realizar ensaios a partir de uma tensão normal inicial  $\sigma_0=2,4$  kPa (sobrecarga devido à placa móvel mais placa de madeira). A amostra geossintética inferior é fixada ao plano suporte do equipamento (80 cm de largura por 130 cm de comprimento) e ancorada no topo por meio de uma garra. A placa móvel é munida de guias laterais (contatos esféricos) que permitem um deslizamento retilíneo, não desviado com relação à direção de deslizamento (Figura 6.10b, **A**). Este sistema de guia é suposto sem atritos laterais, permitindo, portanto, uma transmissão total da tensão normal à interface geossintética ( $T_{\text{guide}}=0$ ).

Essa configuração de ensaio foi empregada nos estudos relativos ao efeito da deformação superficial acumulada e da posição relativa entre os elementos da interface sobre os parâmetros de atrito estáticos e dinâmicos de interesse.

### 6.3.3 Ensaios de deformação acumulada

Esses ensaios se destinam a verificar seja uma eventual influência da danificação superficial prévia da interface geossintética (anterior à fase de instabilização) sobre suas propriedades de atrito, seja a avaliar o efeito da deformação acumulada sobre essas propriedades durante o processo de deslizamento não estabilizado. Por danificação anterior à instabilização, compreende-se a eventual danificação da superfície geossintética durante o processo de instalação (arraste das mantas geossintéticas, tráfego de pessoas e equipamentos), assim como o deslocamento relativo deflagrado pela execução da camada de cobertura, pelo tráfego de equipamentos após sua execução, pelo recalque do resíduo subjacente, por processos de expansão ou contração térmicos das mantas geossintéticas, por deslocamentos induzidos por fenômenos sísmicos e por deficiências do sistema de ancoragem.

Neste ensaio, ensaia-se a mesma amostra geossintética várias vezes. Em cada ensaio (numerado de  $j=1$  até  $n$ ), o geossintético superior desliza até um dado deslocamento. O deslocamento tangencial durante um dado ensaio ( $\delta$ ) é identificado com o propósito de diferenciá-lo do deslocamento tangencial total ( $\Delta$ ) sofrido pela amostra ao longo de toda a série de ensaios, com  $\Delta_0$  representando o deslocamento acumulado no início do ensaio e  $\Delta_f$  o deslocamento no fim (para o ensaio 1:  $\Delta_0 = 0$ ,  $\Delta_f=300$  mm, por exemplo). Considerou-se, aqui, uma tensão normal inicial de  $\sigma_0=5$  kPa (correspondente a aproximadamente 30 cm de uma camada de solo de cobertura cujo  $\gamma_h=16$  kN/m<sup>3</sup>). Além disso, foi considerada exclusivamente a deformação acumulada na superfície do geossintético superior (aquele que desliza). Assim, a cada ciclo de ensaio, o geossintético superior (colado à placa de madeira) era mantido, ao passo que o geossintético inferior (fixado ao plano suporte e sobre o qual o geossintético superior desliza) era substituído por uma nova amostra virgem.

### 6.3.4 Ensaios de inversão da posição relativa entre os elementos da interface

Esses ensaios se destinam a avaliar, para uma mesma interface (aqui denominada « sistema »), uma eventual influência da mudança de posição entre o elemento dito ativo (aquele que desliza) e o elemento dito passivo (aquele sobre o qual se dá o deslizamento) sobre os parâmetros de resistência de interface. A Figura 6.11 exemplifica uma situação para o sistema geoespaçador-geomembrana.

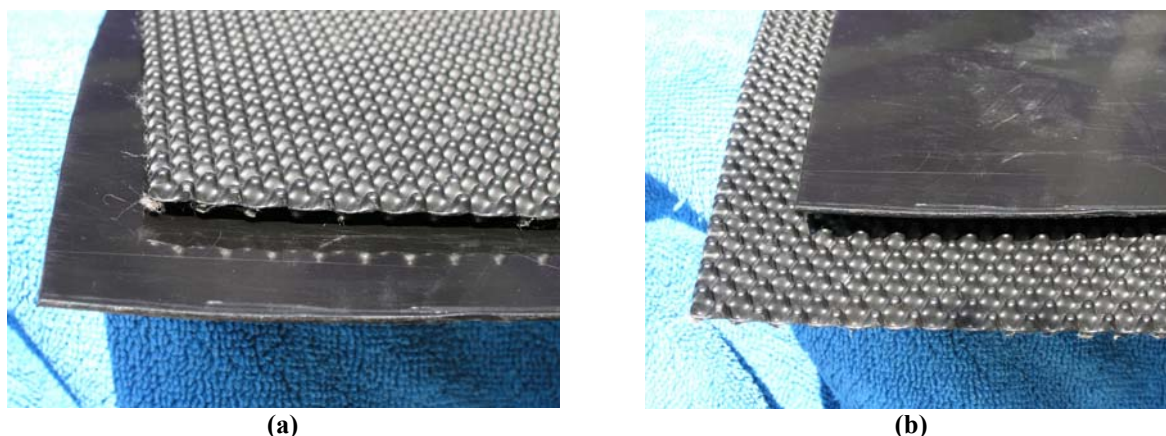
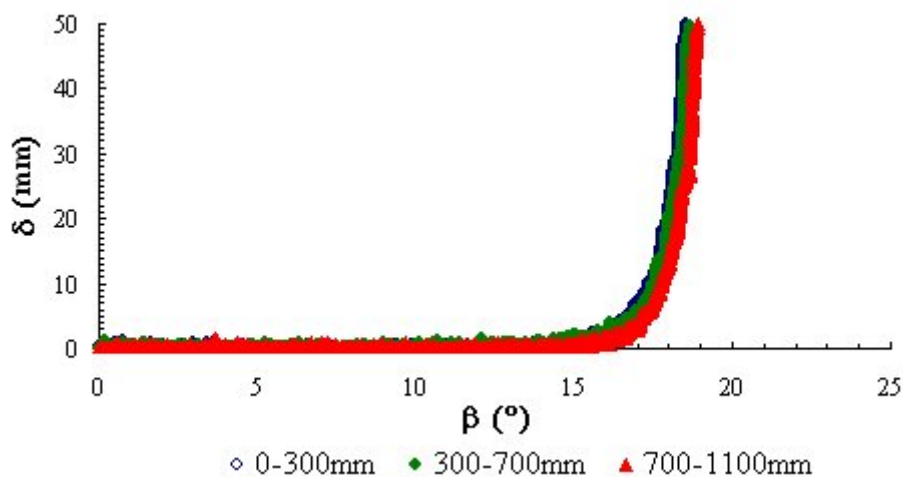


Figura 6.11. Representação de diferentes posições relativas entre os elementos de um mesmo sistema geossintético: (a) interface geoespaçador-geomembrana (GS-GM); (b) interface geomembrana-geoespaçador (GM-GS).

### 6.3.5 Resultados: influência da deformação acumulada

#### 6.3.5.1. Interface $GS_{6mm}$ - $GM_{PEADc}$

Uma mesma amostra inicialmente intacta do geoespaçador de 6 mm foi feita deslizar em ciclos sucessivos sobre amostras virgens da geomembrana  $GM_{PEADc}$  (Agru). O primeiro ciclo (0-300mm) permite derivar os parâmetros de atrito de interface de referência, e a partir do segundo ciclo é possível aferir a influência da deformação acumulada na superfície do geoespaçador em decorrência do ciclo anterior. Pela Figura 6.12, verifica-se que a deformação acumulada na superfície do geoespaçador não causa mudanças significativas nos parâmetros de atrito estáticos  $\phi_o = \beta_o$  e  $\phi_{50} = \beta_{50}$  (parâmetro padrão prescrito pela norma Pr EN ISO 12957, 2001).



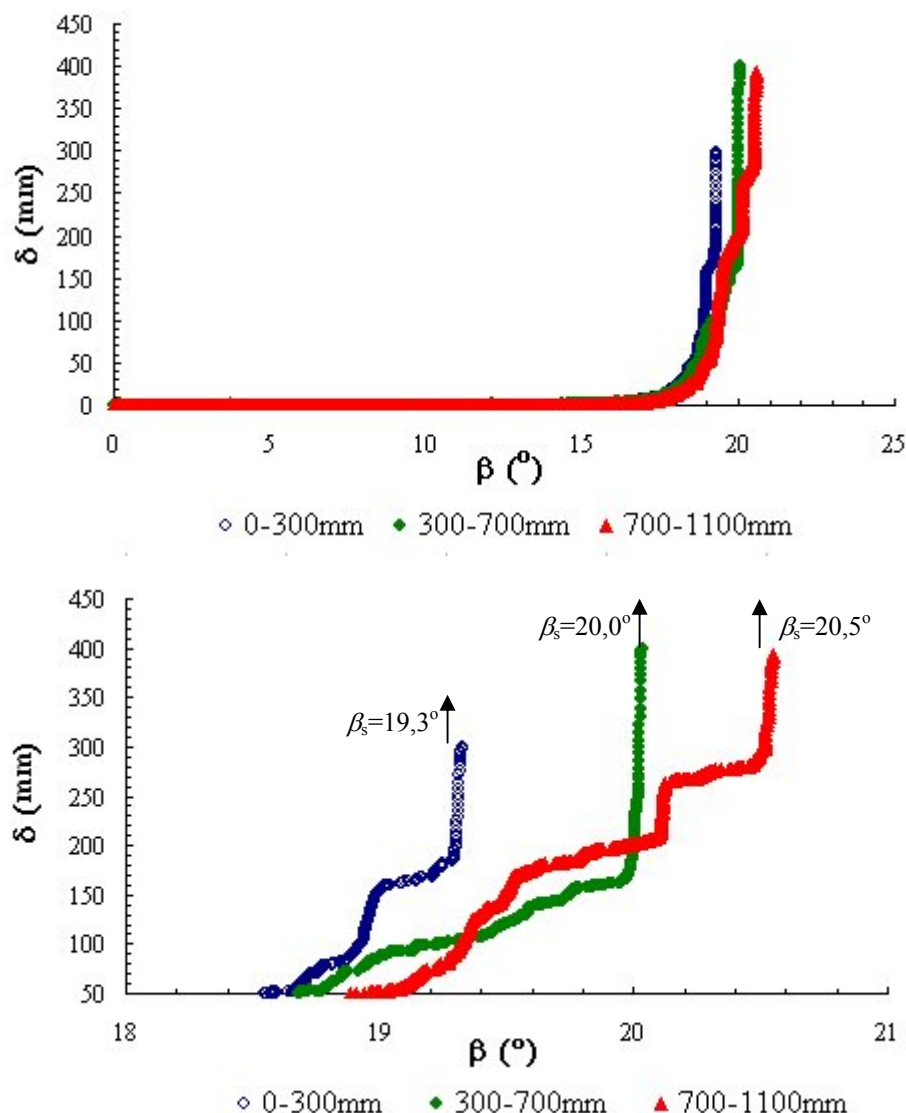
Ciclo j	1	2	3
$\Delta_v/\Delta_f$ (mm/mm)	0/300	300/700	700/1100
$\phi_o(^{\circ})$	14,4	13,9	14,0
$\phi_{50}(^{\circ})$	18,6	18,7	19,0

Figura 6.12. Ensaio de acúmulo de deformação realizados sobre amostra da interface  $GS_{6mm}$ - $GM_{PEADc}$ : influência sobre os parâmetros estáticos.

Salienta-se, contudo, que até o nível de deslocamento de 50 mm, não é possível prever o comportamento dessa interface em toda a fase de deslizamento, o que fica mais



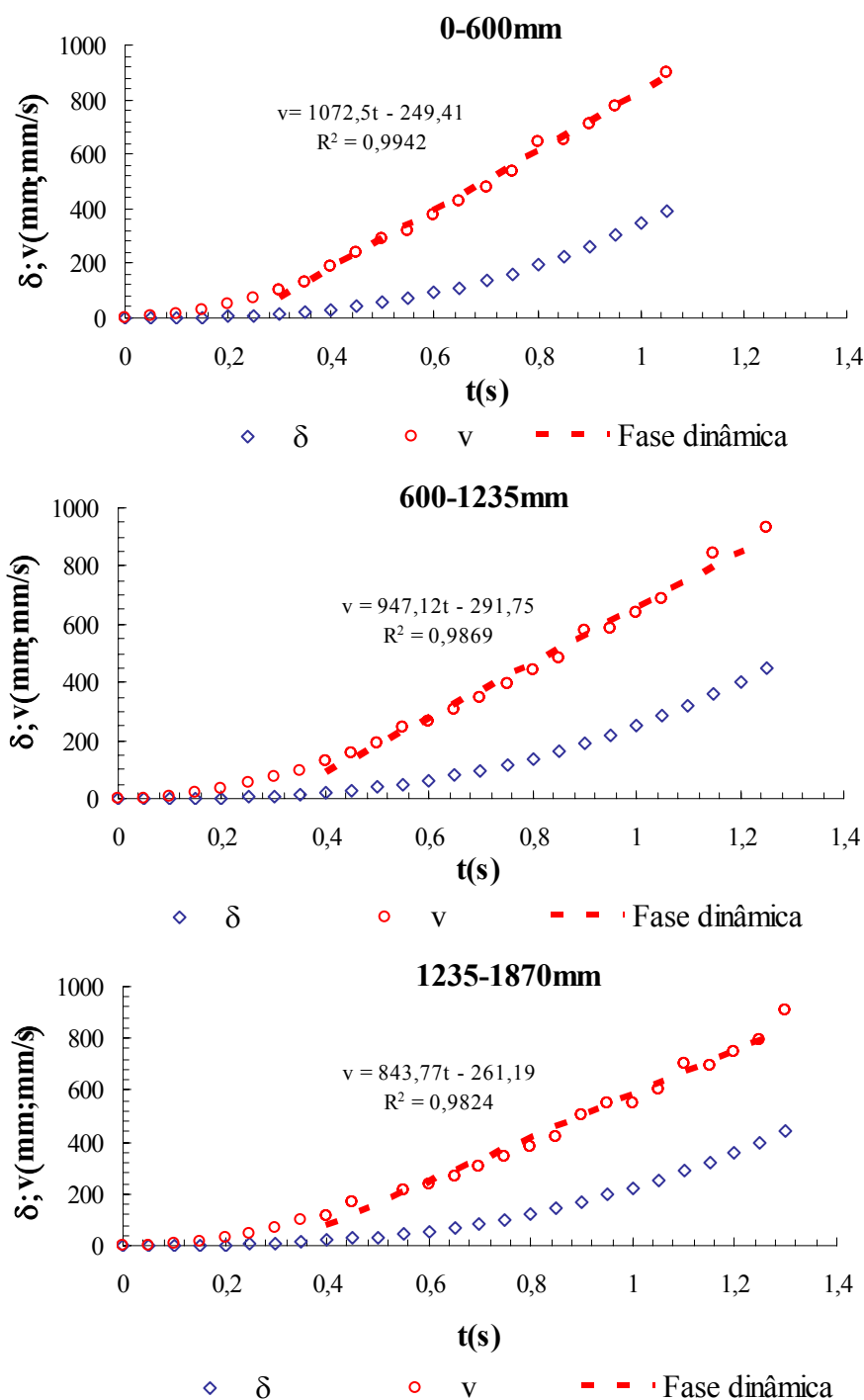
claramente caracterizado na Figura 6.13, a qual apresenta todo o processo de mobilização do deslocamento no nível da interface até o fim do ensaio (fase de deslizamento progressivo não estabilizado,  $\beta = \beta_s$ )



**Figura 6.13.** Ensaios de acúmulo de deformação realizados sobre amostras da interface  $GS_{6mm}$ - $GM_{PEADc}$ ; influência sobre a fase de deslizamento não estabilizado.

Nota-se que mesmo no primeiro ciclo de deformação (0-300mm), após ter alcançado os primeiros 50 mm de deslocamento, a interface apresenta uma fase intermediária similar a um comportamento do tipo « stick-slip » antes de atingir a fase de deslizamento não estabilizado. Consta-se que o acúmulo de deformação tende a acentuar essa tendência, aumentando o número de patamares que caracterizam esse comportamento. Verifica-se que a deformação acumulada, ao impor mudanças sobre as propriedades de atrito da interface, ainda que não mude os parâmetros de atrito estático, aumenta o ângulo necessário à mobilização da fase de deslizamento não estabilizado ( $\beta_s$ ), assim como retarda essa fase, demandando deslocamentos gradativamente maiores para que ela seja deflagrada, principalmente para níveis de deformação acumulada maiores. Assim, para a interface  $GS_{6mm}$ - $GM_{PEADc}$ , a deformação acumulada repercute essencialmente sobre a fase dita dinâmica, retardando o impacto causado pelo deslizamento progressivo.

Isso pode ser confirmado via ensaios dinâmicos conduzidos sobre amostras igualmente submetidas ao processo de deformação induzida. A Figura 6.14 mostra as respectivas curvas  $\delta(t)$  e  $v(t)$ , e os respectivos parâmetros dinâmicos derivados de cada ciclo de deformação induzida.



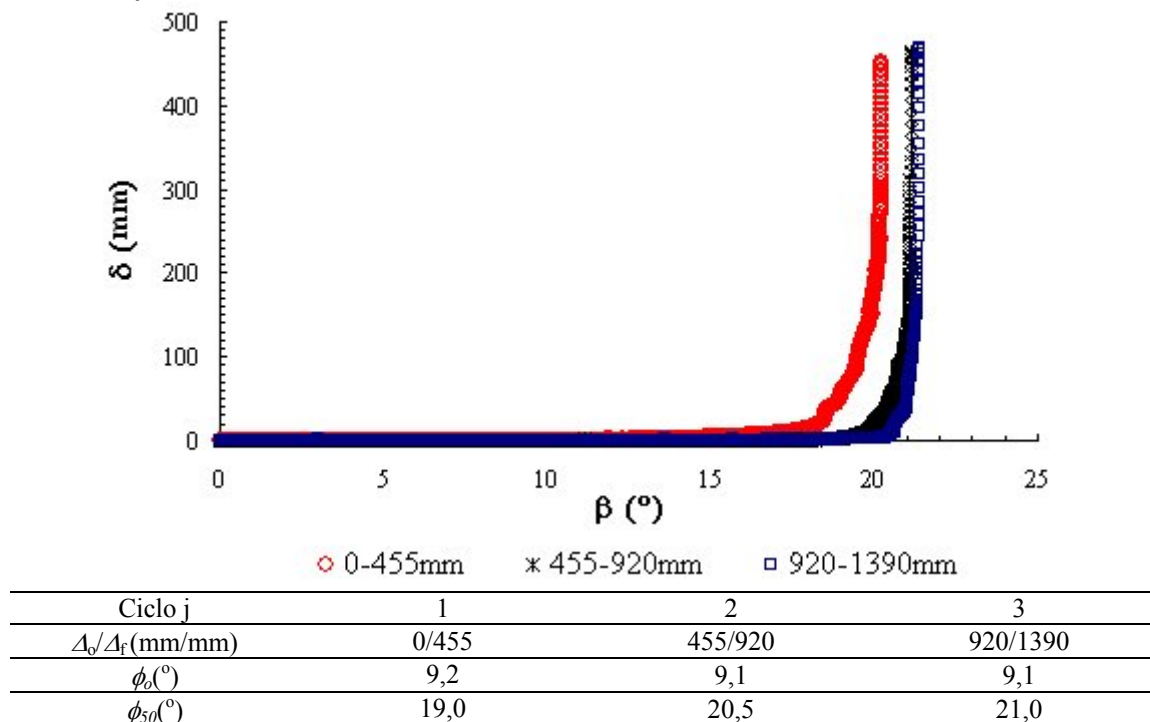
Ciclo j	1	2	3
$\Delta_o/\Delta_f$ (mm/mm)	0/600	600/1235	1235/1870
$\beta^{dyn}$ (°)	25,2	25,1	25,2
$\gamma$ (m/s <sup>2</sup> )	1,07250	0,94712	0,84377
$\phi^{dyn}$ (°)	19,2	19,9	20,5

Figura 6.14. Ensaios dinâmicos sobre amostra representativa da interface GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEADc</sub> submetida a acúmulo de deformação.

Os ensaios dinâmicos confirmam as observações experimentais da Figura 6.13. O aumento do ângulo de atrito dinâmico demonstra que de fato a superfície interfacial é transformada ao longo do deslizamento, ou seja, essa interface é sensível à deformação acumulada. Ainda que a deflagração do deslizamento se dê numa interface inicialmente intacta, é possível que durante os primeiros milímetros de deslizamento tal interface se transforme, tornando-se mais resistente e, portanto, mais estável. Se por hipótese tal interface apresentasse originalmente um atrito dinâmico um pouco menor que o estático, provavelmente o deslizamento cessaria após alguns milímetros de deslocamento relativo e o sistema se estabilizaria. A questão que deve ser, portanto, levantada é, no caso de interfaces com uma expressiva diferença entre os ângulos de atrito estático e dinâmico e que sejam sensíveis ao fenômeno de mudança da superfície de atrito com o acúmulo de deformação, saber qual seria o deslocamento necessário para que o atrito dinâmico alcançasse o atrito estático e o sistema entrasse novamente em equilíbrio após o início do deslizamento.

### 6.3.5.2 Interface GS<sub>8mm</sub>-GM<sub>PEADc</sub>

A Figura 6.15 apresenta os ensaios de acúmulo de deformação sobre amostra da interface GS<sub>8mm</sub>-GM<sub>PEADc</sub> e os respectivos parâmetros estáticos para cada ciclo de deformação induzida.



**Figura 6.15.** Ensaio de deformação acumulada realizados sobre amostra da interface GS<sub>8mm</sub>-GM<sub>PEADc</sub>; influência sobre os parâmetros estáticos.

Nota-se que a deformação acumulada não causa mudanças significativas no parâmetro  $\phi_o$ . Já o parâmetro  $\phi_{50}$  tende a aumentar com o acúmulo de deformação superficial. A interface se torna mais resistente com o incremento da deformação, e a configuração demanda maiores valores de  $\beta_s$  para que o deslizamento progressivo seja alcançado. Ressalta-se, porém, que o primeiro ciclo de deformação parece ser o mais influente, seja sobre  $\phi_{50}$ , seja sobre  $\phi^{dyn}$  (Tabela 6.2), visto que a deformação gerada pelos ciclos posteriores não é capaz de mudar significativamente tais parâmetros, os quais tendem a

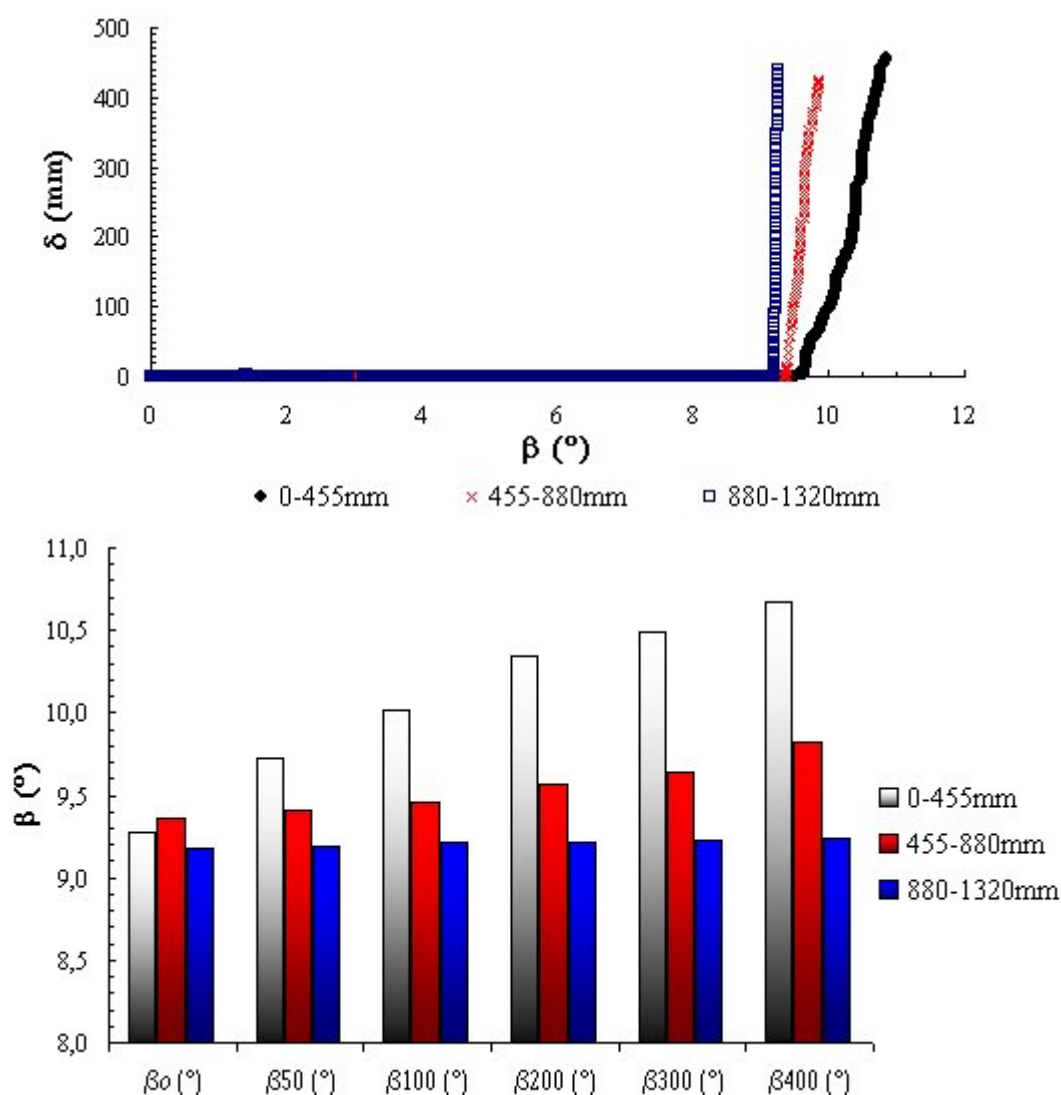
ser constantes. A relação  $\phi^{dyn} > \phi_{50}$  obtida já a partir do primeiro ciclo acena para o efeito marcado das modificações impostas à interface pela deformação acumulada.

**Tabela 6.2.** Efeito da deformação acumulada sobre parâmetro de atrito dinâmico: interface  $GS_{8mm}$ - $GM_{PEADc}$ .

Ciclo j	1	2	3
$\Delta_0/\Delta_f$ (mm/mm)	0/575	575/1180	1180/1785
$\beta^{dyn}$ (°)	25,1	25,2	25,2
$\gamma$ (m/s <sup>2</sup> )	0,68143	0,60563	0,67946
$\phi^{dyn}$ (°)	21,4	21,9	21,5

### 6.3.5.3 Interface $GS_{6mm}$ - $GM_{pp}$

A Figura 6.16 mostra os resultados de ensaios de deformação acumulada sobre a interface  $GS_{6mm}$ - $GM_{pp}$ .



**Figura 6.16.** Ensaios de deformação acumulada realizados sobre amostra da interface  $GS_{6mm}$ - $GM_{pp}$ .

Neste caso, nota-se uma redução do atrito de interface, a qual pode ser estimada pela inclinação da curva  $\delta(\beta)$  de cada ciclo de deformação durante a fase de deslizamento não estabilizado (Tabela 6.3).

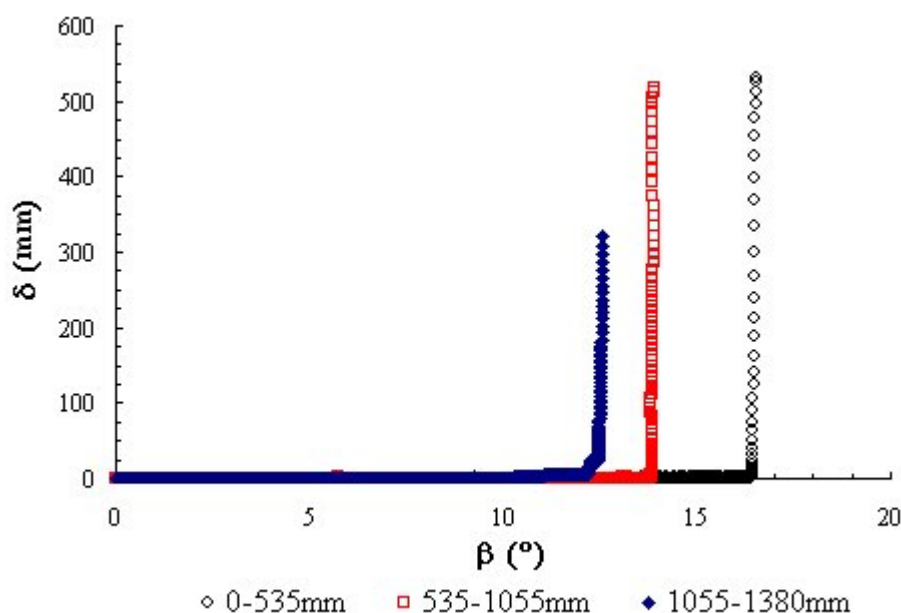
**Tabela 6.3. Inclinação da curva  $\delta(\beta)$  correspondente à fase de deslizamento não estabilizado em cada ciclo de deformação acumulada da interface GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PP</sub>.**

Ciclo	1	2	3
$\Delta o/\Delta f$ (mm/mm)	0/575	575/1180	1180/1785
$d\delta/d\beta$ (mm/°)	377	922	6577

O aumento do coeficiente de inclinação da curva ( $d\delta/d\beta$ ) evidencia o aumento da taxa de deslocamento para incrementos iguais do ângulo  $\beta$ . Em outros termos, isso representa um aumento da aceleração do elemento deslizante (geoespaçador) promovido pela mudança superficial. Essa mudança conduz a interface, que apresenta inicialmente um deslizamento do tipo gradual, para um deslizamento do tipo brusco. Assim, a interface danificada pelo acúmulo de deformação alcança o deslizamento não estabilizado a baixos níveis de deslocamento, enquanto que a amostra inicialmente virgem (não danificada) não apresenta a tendência a tal deslizamento estabilizado ( $\beta_s$  aumenta com o incremento do deslocamento). Nessa figura,  $\beta_{50}$ ,  $\beta_{100}$ ,  $\beta_{200}$ ,  $\beta_{300}$  e  $\beta_{400}$  representam, respectivamente, os ângulos de inclinação  $\beta$  correspondentes aos deslocamentos de 50, 100, 200, 300 e 400 mm em cada ensaio. O parâmetro estático  $\beta_0$  permanece invariável.

#### 6.3.5.4 Interface GM<sub>PEADb</sub>-GS<sub>6mm</sub>

A Figura 6.17 mostra os resultados de ensaios de deformação acumulada sobre a interface GM<sub>PEADb</sub>-GS<sub>6mm</sub>.



Ciclo j	1	2	3
$\Delta o/\Delta f$ (mm/mm)	0/535	535/1055	1055/1380
$\phi_0$ (°)	12,7	11,7	9,4
$\phi_{50}$ (°)	16,4	13,9	12,5
$\beta_s$ (°)	16,4	13,9	12,5

**Figura 6.17. Ensaios de deformação acumulada realizados sobre amostra da interface GM<sub>PEADb</sub>-GS<sub>6mm</sub>.**

A Tabela 6.4 apresenta a relação entre as respectivas tangentes dos ângulos de atrito estático para cada ciclo de ensaio, tendo-se como referência as tangentes desses ângulos no primeiro ciclo ( $j=1$ ) de deformação (valores característicos da amostra inicialmente intacta).

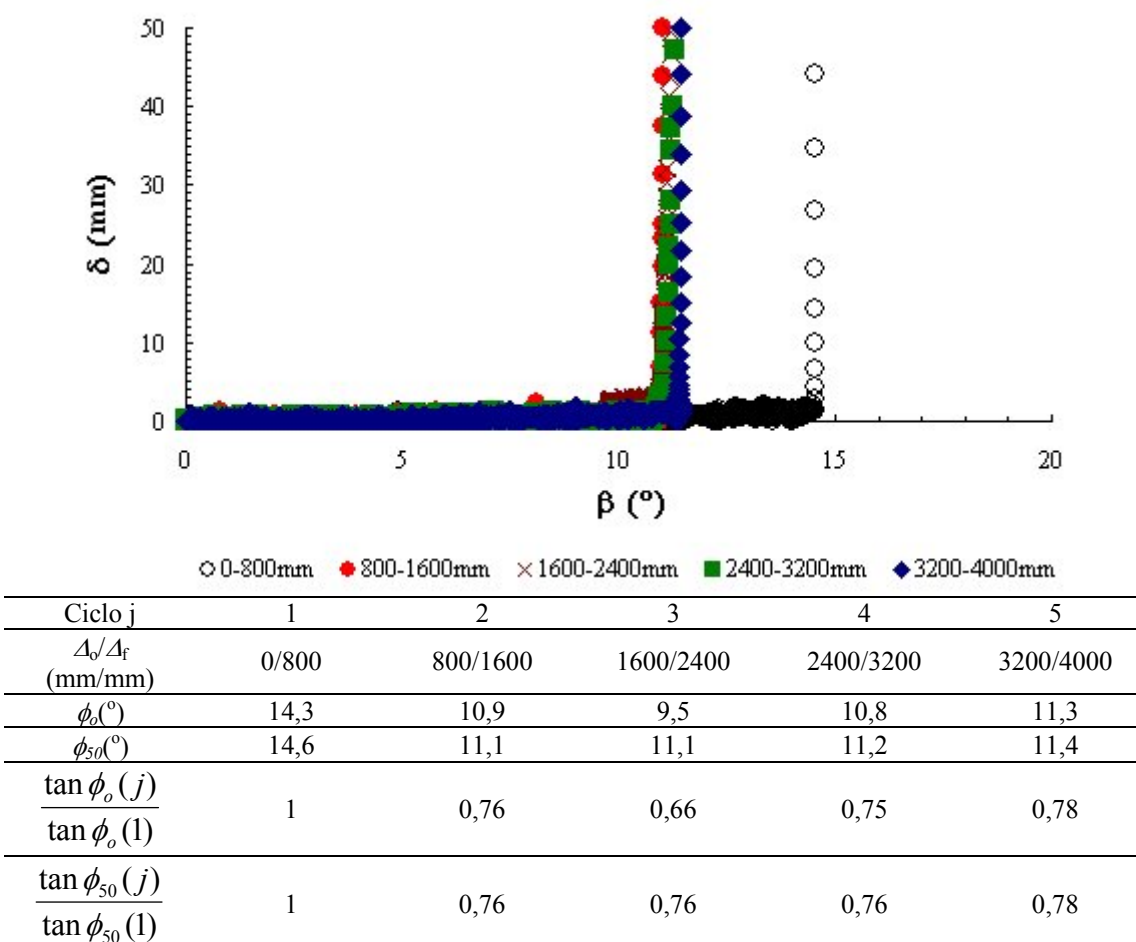
**Tabela 6.4.** Efeito da deformação acumulada sobre parâmetros de atrito estático: interface  $GM_{PEADb}$ - $GS_{6mm}$ .

Ciclo $j$	1	2	3
$\tan \phi_o(j) / \tan \phi_o(1)$	1	0,92	0,73
$\tan \phi_{50}(j) / \tan \phi_{50}(1)$	1	0,84	0,75

No caso dessa geomembrana de PEAD que desliza sobre o geoespaçador, verifica-se que o primeiro ciclo de deformação acumulada promove uma redução nos parâmetros de atrito estático e mesmo um segundo ciclo não é capaz de reter essa tendência.

### 6.3.5.5 Interface $GM_{PEADa}$ - $GS_{6mm}$

A Figura 6.18 mostra os resultados de ensaios de deformação acumulada sobre a interface  $GM_{PEADa}$ - $GS_{6mm}$ .



**Figura 6.18.** Ensaios de deformação acumulada realizados sobre amostra da interface  $GM_{PEADa}$ - $GS_{6mm}$ .

Nota-se, neste caso, uma redução do atrito de interface após o primeiro ciclo de deformação acumulada, sendo este ciclo responsável por mudanças irreversíveis na

superfície da geomembrana, visto que o incremento de deformação subsequente não altera as propriedades resistentes dessa interface.

### 6.3.5.6 Interface GM<sub>PEADa</sub>-GS<sub>8mm</sub>

As curvas apresentadas na Figura 6.19 abaixo mostram que, considerando-se exclusivamente o nível de deslocamento relativo necessário para a derivação do parâmetro de atrito estático prescrito pela norma ( $\phi_{50}$ ), chega-se à conclusão que as interfaces ensaiadas apresentam um comportamento sob deslizamento absolutamente regular, do tipo brusco.

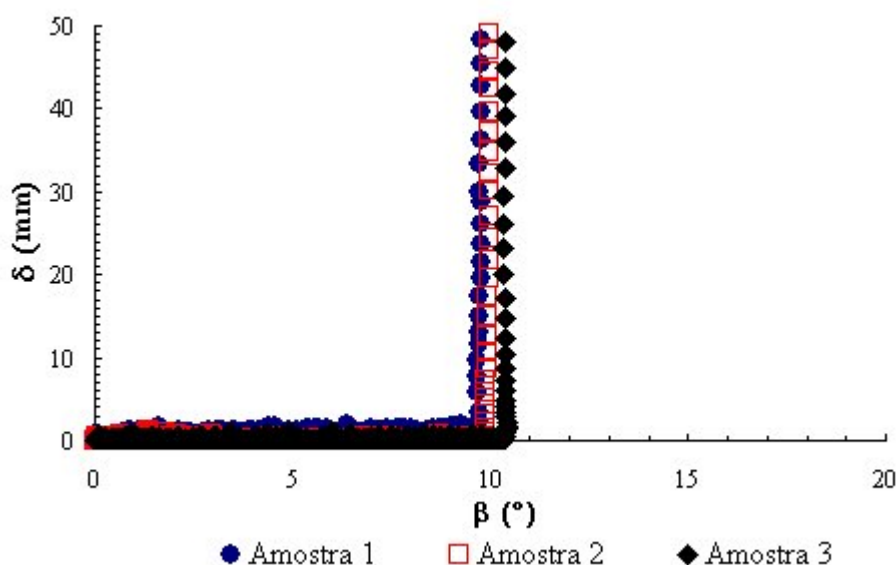


Figura 6.19. Curvas  $\delta(\beta)$  do sistema GM<sub>PEADa</sub>-GS<sub>8mm</sub>: deslocamentos até 50 mm.

Contudo, o processo de mobilização do deslizamento não estabilizado (Fig. 6.20) revela um comportamento distinto e atípico desta interface, caracterizado por um fenômeno de « stick-slip », comum aos materiais granulares, mas também manifestado em interfaces geossintéticas. No caso dessas interfaces, esse fenômeno poderia ser explicado pela ocorrência de sucessivas modificações texturais geradas pelo acúmulo de deformação. Estas acabariam por transformar sucessivamente as propriedades resistentes dessa interface, gerando sucessivas zonas de comportamento estático (patamares de deslocamento constante com  $d\delta/d\beta \rightarrow 0$ ), seguidas por zonas de comportamento dinâmico (faixas de incremento abrupto do deslocamento com  $d\delta/d\beta \rightarrow \infty$ ).

Verifica-se que o padrão de comportamento regular apresentado pela interface na faixa de deslocamento prescrito pela norma Pr EN ISO 12957 (2001) não se estende para os níveis de deslocamento maiores.

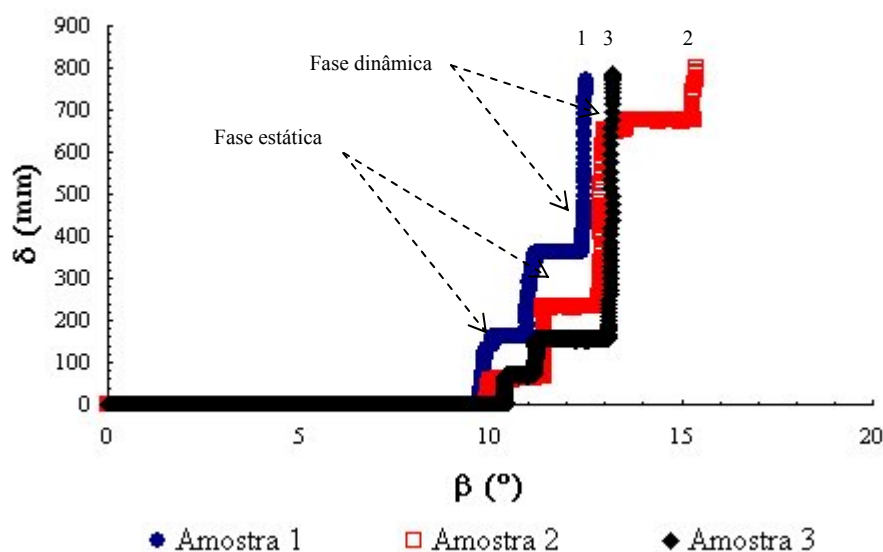


Figura 6.20. Curvas  $\delta(\beta)$  da interface GMPEADa-GS8mm : comportamento do tipo « stick-slip » da interface geossintética.

A resposta desta interface ao processo de acúmulo de deformação pode ser vista na Figura 6.21, a qual apresenta os resultados dos ensaios de deformação acumulada sobre as amostras 2 e 3 anteriormente vistas.

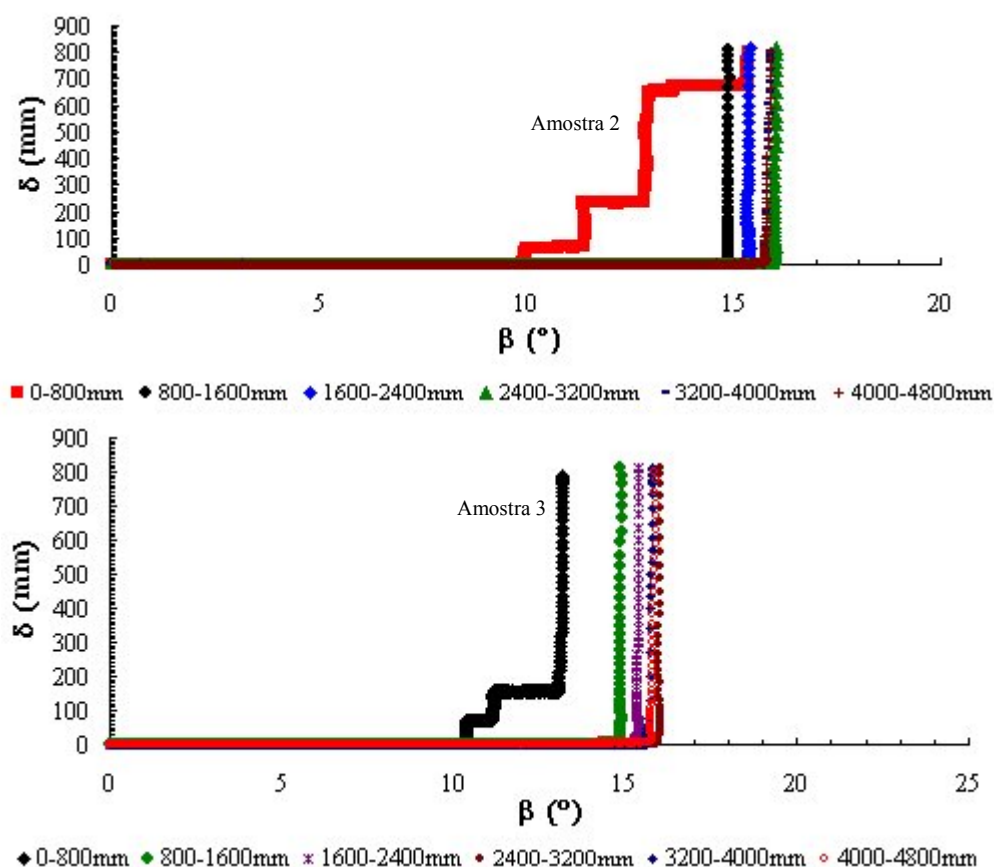


Figura 6.21. Influência do acúmulo de deformação sobre o comportamento em deslizamento da interface GMPEADa-GS8mm : amostras 2 e 3.



Verifica-se que tal processo não apenas aumenta as propriedades resistentes da interface, mas elimina a tendência ao comportamento « stick-slip » anteriormente identificado nas amostras inicialmente intactas. Essas constatações experimentais realçam a sensibilidade de soluções geossintéticas ao fenômeno de deformação acumulada, assim como a importância de se estender a avaliação do comportamento em atrito dessas interfaces para níveis de deslocamento relativo maiores que aqueles prescritos pela norma. O ganho de resistência com o acúmulo de deformação é da ordem de 5° a 6° para o parâmetro  $\phi_{50}$ , sendo válido ressaltar que essa mesma geomembrana havia reduzido suas propriedades resistentes quando em contato com o geoespaçador de 6 mm (ver Fig. 6.18, interface  $GM_{PEADc}$ -GS<sub>6mm</sub>). Portanto, a danificação da superfície geossintética pelo acúmulo de deformação pode induzir tanto um aumento quanto uma redução do atrito de interface.

### 6.3.6 Resultados: influência da posição relativa entre os elementos da interface

#### 6.3.6.1 Sistema GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEADc</sub>

O sistema GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEADc</sub> (associação Geoespaçador 6 mm - Geomembrana Agru, ver Tabela 6.1) corresponde a duas orientações de interface possíveis: GS6-GM<sub>PEADc</sub> e GM<sub>PEADc</sub>-GS6. A Figura 6.22 mostra as curvas deslocamento-inclinação ( $\delta(\beta)$ ) dessas interfaces.

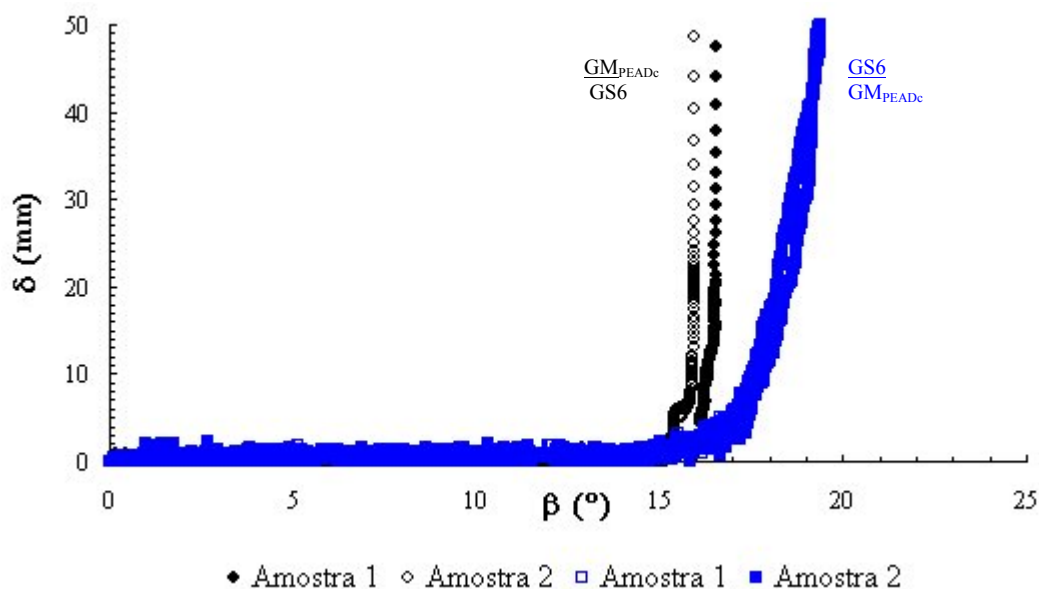
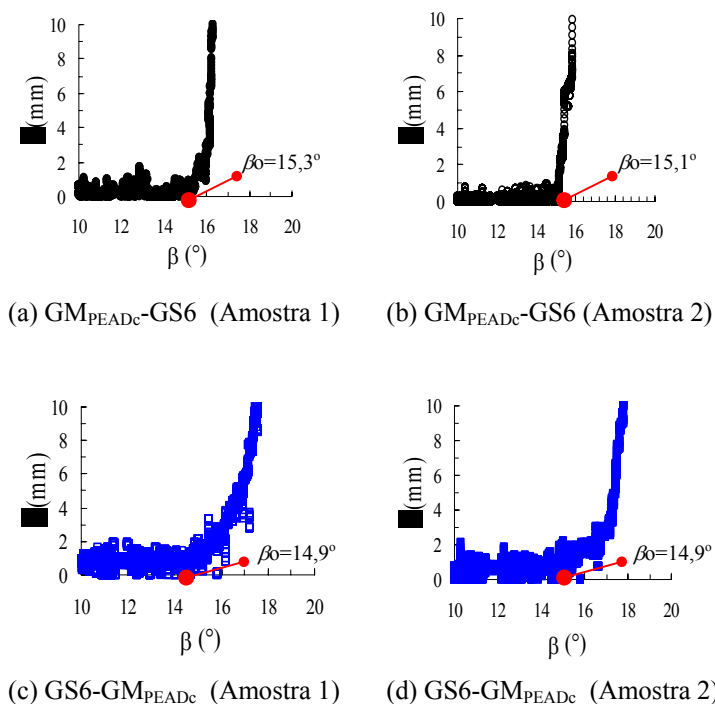


Figura 6.22. Curvas  $\delta(\beta)$  do sistema GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEADc</sub>: influência da posição relativa.

Verifica-se que, ainda que a interface seja a mesma, os resultados diferem em magnitude e na forma das curvas. Isto evidencia que o atrito de interface é mobilizado de forma diferente quando se inverte a posição entre o elemento ativo (aquele que desliza) e o passivo (aquele sobre o qual se dá o deslizamento). Conforme visto na Fig. 6.22, no caso da interface entre a geomembrana (GM<sub>PEADc</sub>) e o geoespaçador (GS6), identifica-se um comportamento do tipo « deslizamento brusco », ao passo que a interface GS6-GM<sub>PEADc</sub> apresenta um comportamento do tipo « deslizamento gradual ». Ainda que esses diferentes comportamentos não impliquem mudanças significativas sobre o ângulo inicial de mobilização do deslizamento progressivo ( $\beta_0 = \phi_0$ ), o qual continua praticamente o mesmo como pode ser visto na

Figura 6.23 abaixo, a Figura 6.22 e a Tabela 6.5 evidenciam uma marcada diferença entre os parâmetros  $\phi_{50}$  correspondentes a cada configuração.

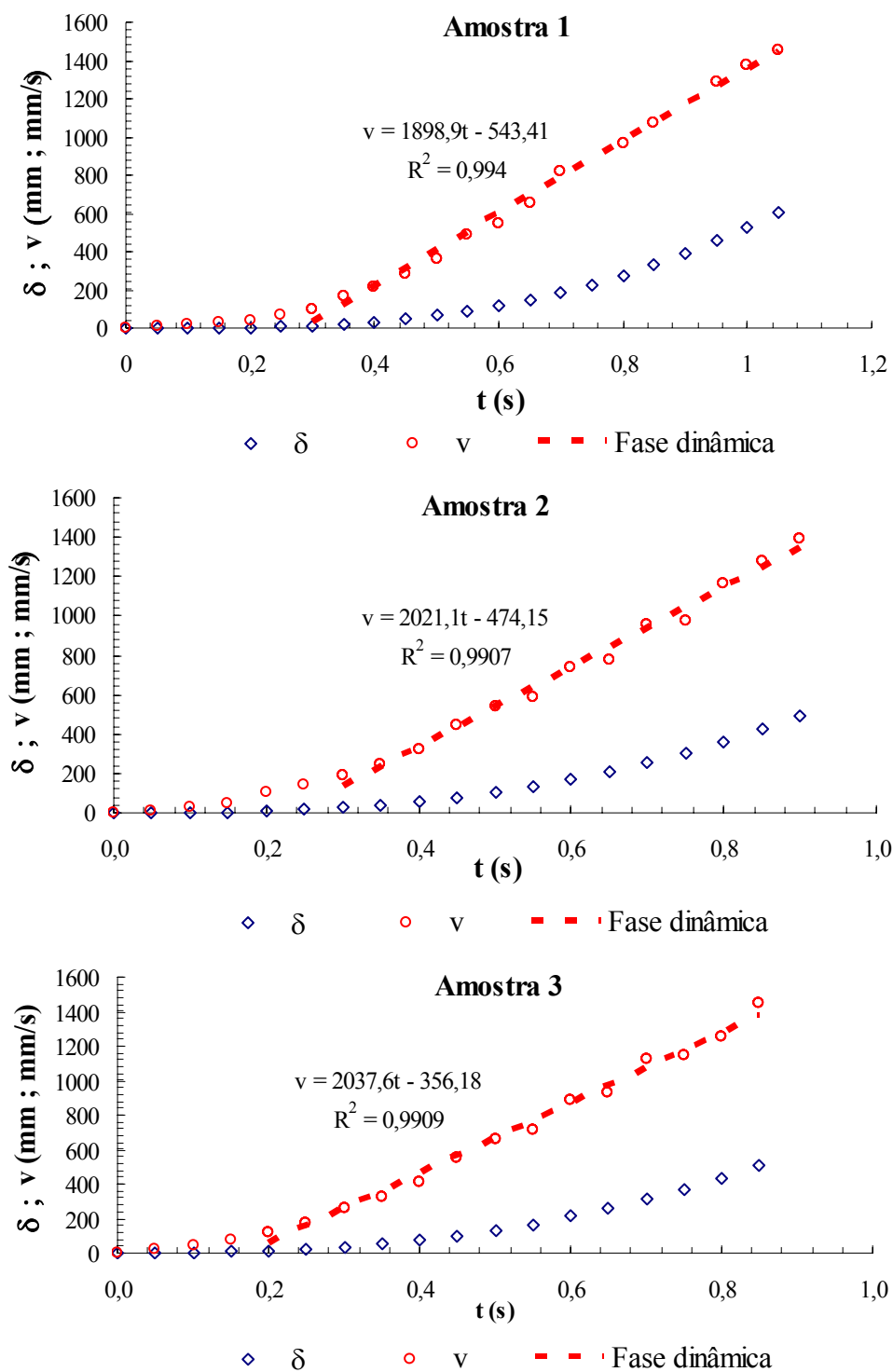


**Figura 6.23. Influência da posição relativa: parâmetro de atrito  $\beta_0$  das interfaces GM<sub>PEADc</sub> -GS6 (a,b) e GS6-GM<sub>PEADc</sub> (c,d).**

**Tabela 6.5. Resumo dos parâmetros de atrito estático do sistema GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEADc</sub>.**

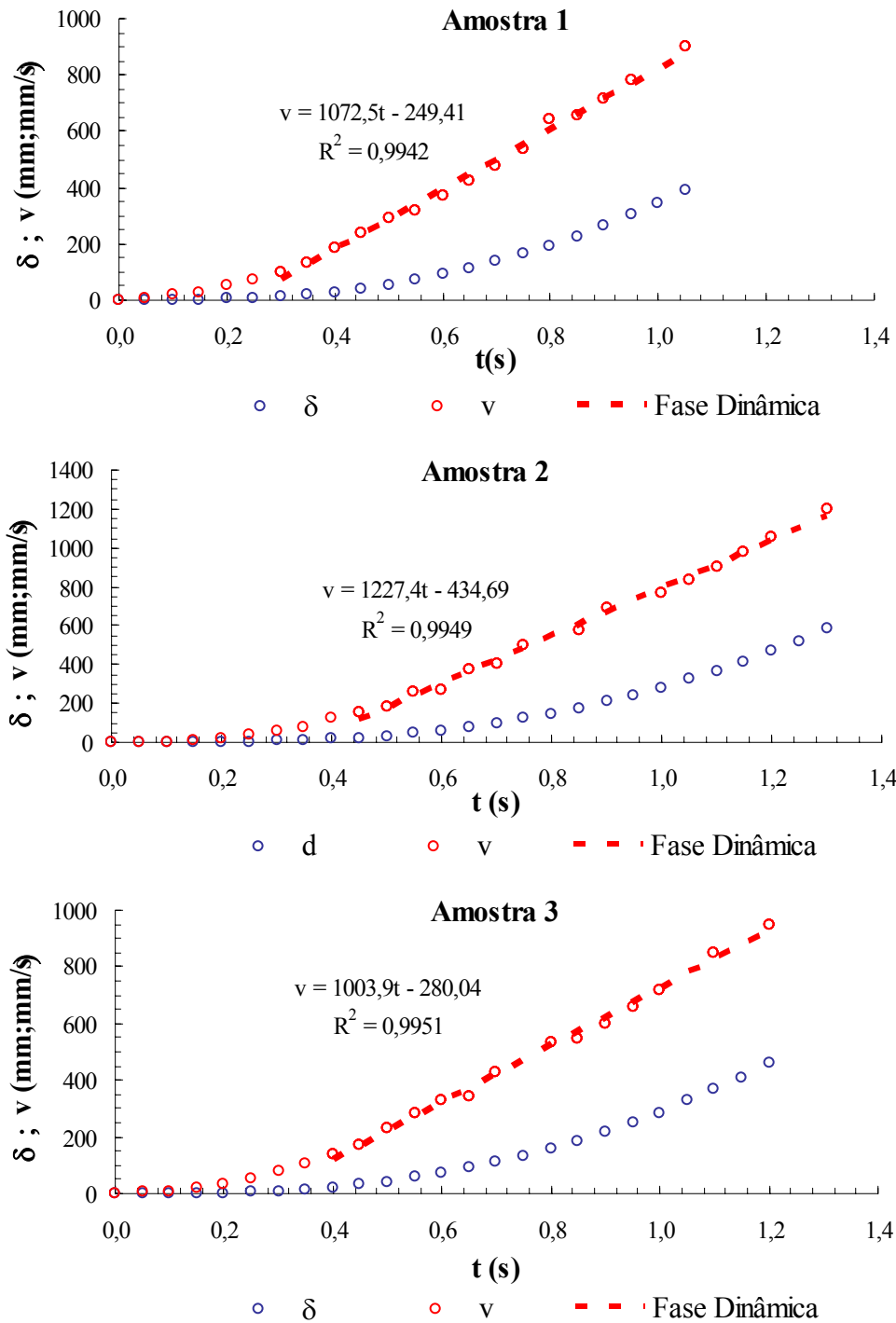
Amostra	Interface GM <sub>PEADc</sub> -GS6 (1)		Interface GS6-GM <sub>PEADc</sub> (2)		$\frac{\tan\phi_o(1)}{\tan\phi_o(2)}$	$\frac{\tan\phi_{50}(1)}{\tan\phi_{50}(2)}$
	$\phi_o(^{\circ})$	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\phi_o(^{\circ})$	$\phi_{50}(^{\circ})$		
1	15,3	16,6	14,9	19,3	1,02	0,83
2	15,1	16,0	14,9	19,4		
Média	15,2	16,3	14,9	19,4		
Desvio	0,1	0,3	0,0	0,0		

Os resultados dos ensaios dinâmicos (curvas  $\delta(t)$ ,  $v(t)$ ) e os correspondentes atritos de interface dinâmicos ( $\phi^{dyn}$ ) derivados são apresentados nas Figuras 6.24 e 6.25.



Amostra	1	2	3
$\beta^{dyn} (^\circ)$	25,1	25,0	25,1
$\gamma (m/s^2)$	1,8989	2,0211	2,0376
$\phi^{dyn} (^\circ)$	14,2	13,5	13,4
Média (°)		13,7	
Desvio (°)		0,4	

Figura 6.24. Resultados de ensaios dinâmicos sobre amostras representativas da interface GM<sub>PEADc</sub>-GS6.



Amostra	1	2	3
$\beta^{dyn} (^\circ)$	25,2	25,2	25,2
$\gamma \text{ (m/s}^2\text{)}$	1,0725	1,2274	1,0039
$\phi^{dyn} (^\circ)$	19,2	18,4	19,6
Média (°)		19,1	
Desvio (°)		0,5	

**Figura 6.25. Resultados de ensaios dinâmicos sobre amostras representativas da interface GS6-GM<sub>PEADc</sub>.**

A relação entre as tangentes dos respectivos ângulos de atrito dinâmico correspondentes às configurações GM<sub>PEADc</sub>-GS6 (1) e GS6-GM<sub>PEADc</sub> (2) corresponde a  $\tan\phi^{dyn}(1)/\tan\phi^{dyn}(2) = 0,70$ . Como a interface GS6-GM<sub>PEADc</sub> é a mais comumente

empregada em obra, tomando-se a configuração  $GM_{PEADc}$ -GS6 a fim de caracterizar as propriedades de atrito dinâmico dessa interface, leva-se a crer que a fase de deslizamento não estabilizado dessa interface seria mais impactante do ponto de vista da segurança da obra de engenharia. Portanto, neste caso, o atrito dinâmico seria subestimado.

A seguir, apresenta-se o resumo dos resultados das outras interfaces estudadas.

### 6.3.6.2 Sistema $GS_{8mm}$ - $GM_{PEADc}$

O sistema  $GS_{8mm}$ - $GM_{PEADc}$  (associação Geoespaçador 8 mm - Geomembrana Agru) contempla as interfaces  $GS8$ - $GM_{PEADc}$  e  $GM_{PEADc}$ - $GS8$ . A Figura 6.26 e a Tabela 6.6 apresentam os resultados obtidos.

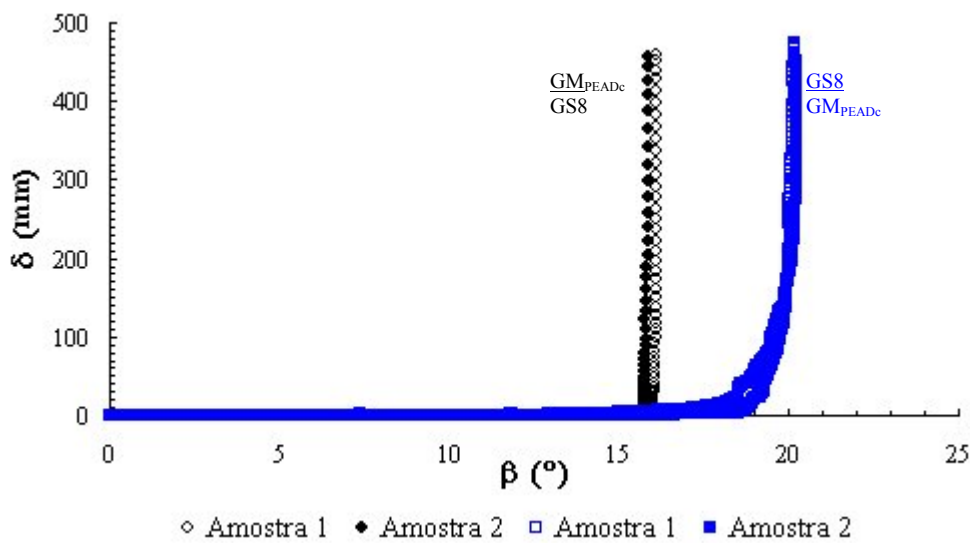


Figura 6.26. Curvas  $\delta(\beta)$  do sistema  $GS_{8mm}$ - $GM_{PEADc}$ : influência da posição relativa.

Tabela 6.6. Parâmetros de atrito estático e dinâmico correspondentes ao sistema  $GS_{8mm}$ - $GM_{PEADc}$ .

Amostra	Interface $GM_{PEADc}$ -GS8 (1)			Interface GS8- $GM_{PEADc}$ (2)			$\frac{\tan \phi_o(1)}{\tan \phi_o(2)}$	$\frac{\tan \phi_{50}(1)}{\tan \phi_{50}(2)}$	$\frac{\tan \phi^{dyn}(1)}{\tan \phi^{dyn}(2)}$
	$\phi_o(^{\circ})$	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\phi^{dyn}(^{\circ})$	$\phi_o(^{\circ})$	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\phi^{dyn}(^{\circ})$			
1	15,6	16,0	15,8	9,7	19,4	20,6	1,66	0,82	0,73
2	15,3	15,8	16,0	9,2	19,0	21,7			
3			16,0			21,5			
Média	15,5	15,9	15,9	9,5	19,2	21,3			
Desvio	0,1	0,1	0,1	0,3	0,2	0,4			

O padrão de comportamento deste sistema em deslizamento (curvas  $\delta(\beta)$ ) é similar àquele do sistema  $GS_{6mm}$ - $GM_{PEADc}$ . Entretanto, o ângulo de atrito dinâmico da interface  $GS8$ - $GM_{PEADc}$  é maior que o parâmetro  $\phi_{50}$ , provavelmente devido a uma mudança da condição de superfície promovida pela deformação acumulada durante a fase de deslizamento não estabilizado. Assim, essa mudança superficial torna a interface mais resistente comparativamente ao atrito mobilizado durante o processo de instabilização estática. Ressalta-se, ainda, que ao contrário do que fora visto para o sistema  $GS_{6mm}$ - $GM_{PEADc}$ , mesmo o parâmetro  $\phi_o$  apresenta diferenças significativas quando se faz a

inversão da posição relativa dos elementos da interface. Neste caso, essa constatação experimental não converge com a hipótese de uma simetria do fenômeno de mobilização inicial do deslizamento progressivo que seria independente da posição relativa entre os elementos que a compõem.

### 6.3.6.3 Sistema GS<sub>8mm</sub>-GM<sub>PEADa</sub>

O sistema GS<sub>8mm</sub>-GM<sub>PEADa</sub> (associação Geoespaçador 8 mm - Geomembrana GSE) contempla as interfaces GS8-GM<sub>PEADa</sub> e GM<sub>PEADa</sub>-GS8. A Figura 6.27 e a Tabela 6.7 apresentam os resultados obtidos.

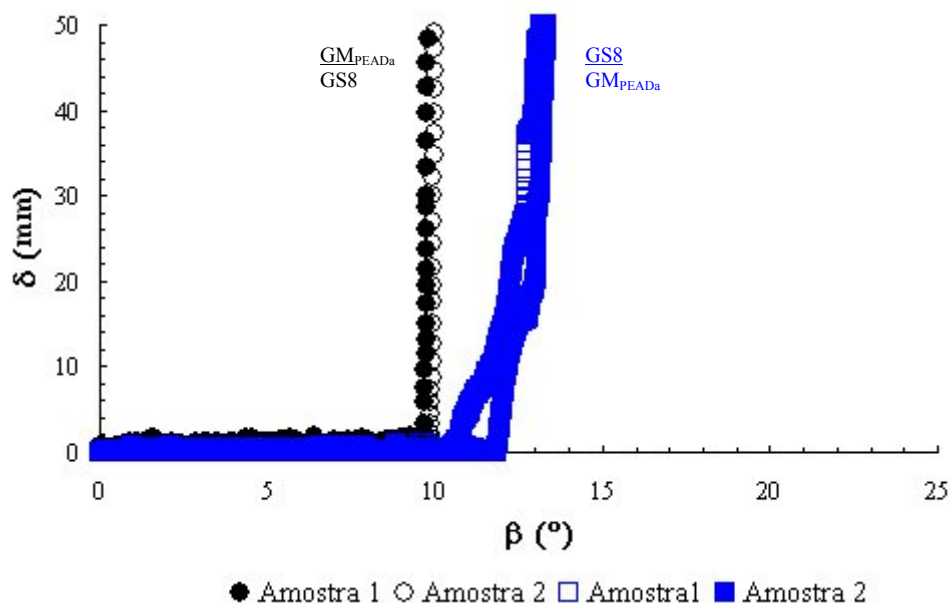


Figura 6.27. Curvas  $\delta(\beta)$  do sistema GS<sub>8mm</sub>-GM<sub>PEADa</sub>: influência da posição relativa.

Tabela 6.7. Parâmetros de atrito estático correspondentes ao sistema GS<sub>8mm</sub>-GM<sub>PEADa</sub>.

Amostra	Interface GM <sub>PEADa</sub> -GS8 (1)		Interface GS8-GM <sub>PEADa</sub> (2)		$\frac{\tan \phi_o(1)}{\tan \phi_o(2)}$	$\frac{\tan \phi_{50}(1)}{\tan \phi_{50}(2)}$
	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$		
1	9,7	9,8	10,8	13,2	0,86	0,74
2	9,9	10,0	11,9	13,4		
Média	9,8	9,9	11,3	13,3		
Desvio	0,1	0,1	0,6	0,1		

Nesse caso, ambos os parâmetros estáticos foram afetados, com ênfase particular ao  $\phi_{50}$ . Embora numa extensão menor,  $\phi_o$  também mostrou certa assimetria.

#### 6.3.6.4 Sistema GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEADb</sub>

O sistema GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEADb</sub> (associação Geoespaçador 6 mm - Geomembrana Atarfil) contempla as interfaces GS6-GM<sub>PEADb</sub> e GM<sub>PEADb</sub>-GS6. A Figura 6.28 e a Tabela 6.8 apresentam os resultados obtidos.

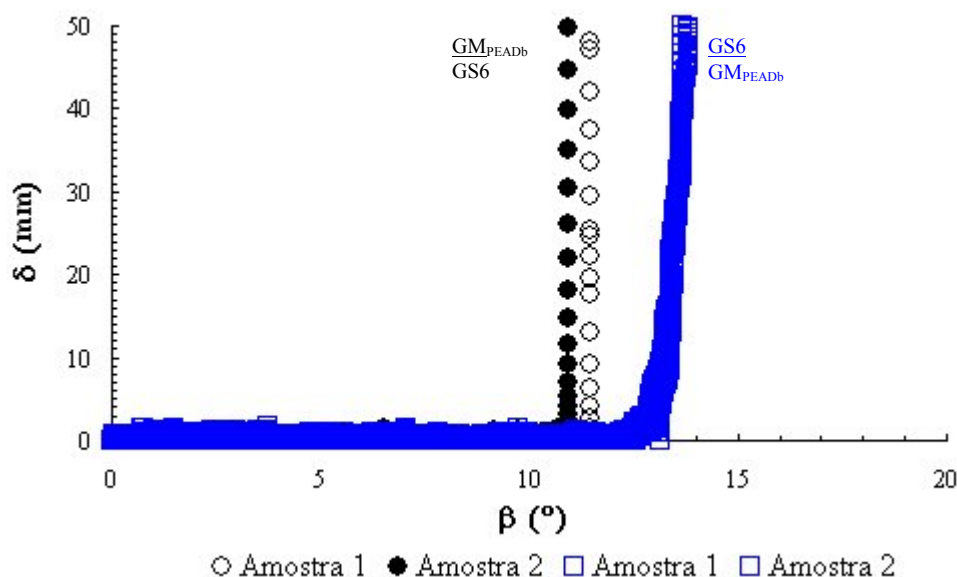


Figura 6.28. Curvas  $\delta(\beta)$  do sistema GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEADb</sub>: influência da posição relativa.

Tabela 6.8. Parâmetros de atrito estático correspondentes ao sistema GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PEADb</sub>.

Amostra	Interface GM <sub>PEADb</sub> -GS6 (1)		Interface GS6-GM <sub>PEADb</sub> (2)		$\frac{\tan \phi_o(1)}{\tan \phi_o(2)}$	$\frac{\tan \phi_{50}(1)}{\tan \phi_{50}(2)}$
	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$		
1	11,4	11,5	12,5	13,8	0,89	0,81
2	10,7	10,9	12,2	13,7		
Média	11,1	11,2	12,4	13,7		
Desvio	0,4	0,3	0,2	0,1		

Verifica-se que as tendências são similares àquelas vistas nos sistemas precedentes. Em resumo, nota-se que, independentemente do tipo de geoespaçador, as interfaces com as geomembranas de PEAD aqui estudadas apresentaram o mesmo padrão de comportamento em deslizamento.

#### 6.3.6.5 Sistema GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PVC</sub>

O sistema GS<sub>6mm</sub>-GM<sub>PVC</sub> (associação Geoespaçador 6 mm - Geomembrana Alkor) contempla as interfaces GS6-GM<sub>PVC</sub> e GM<sub>PVC</sub>-GS6. A Figura 6.29 e a Tabela 6.9 apresentam os resultados obtidos.

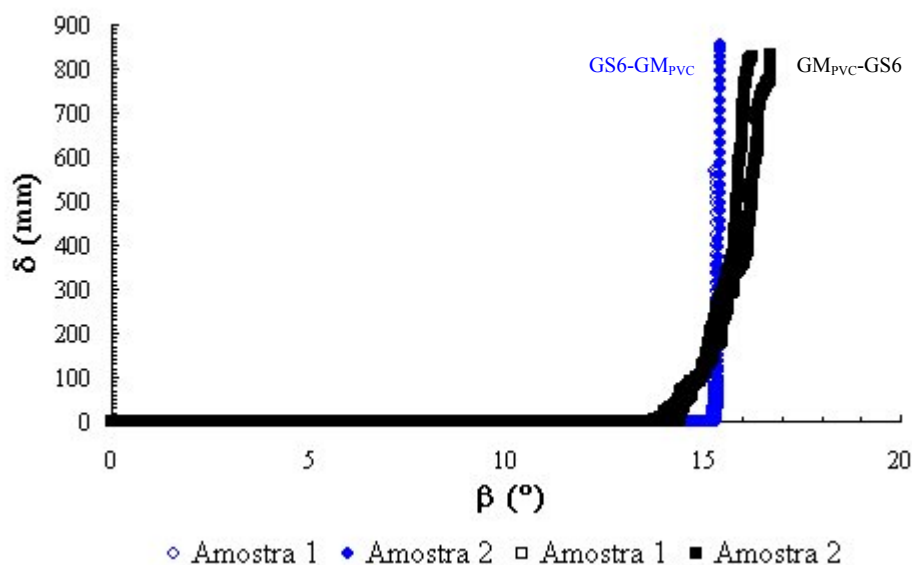

 Figura 6.29. Curvas  $\delta(\beta)$  do sistema  $GS_{6mm}$ - $GM_{PVC}$ : influência da posição relativa.

 Tabela 6.9. Parâmetros de atrito estático correspondentes ao sistema  $GS_{6mm}$ - $GM_{PVC}$ .

Amostra	Interface $GM_{PVC}$ - $GS_6$ (1)		Interface $GS_6$ - $GM_{PVC}$ (2)		$\frac{\tan \phi_o(1)}{\tan \phi_o(2)}$	$\frac{\tan \phi_{50}(1)}{\tan \phi_{50}(2)}$
	$\phi_o$ (°)	$\phi_{50}$ (°)	$\phi_o$ (°)	$\phi_{50}$ (°)		
1	14,3	14,6	15,2	15,3	0,92	0,95
2	13,6	14,4	15,2	15,4		
Média	14,0	14,5	15,2	15,3		
Desvio	0,4	0,1	0,0	0,0		

A diferença de comportamento sob deslizamento é igualmente notória para ambas as interfaces, contudo com uma inversão do modo de deslizamento deste sistema comparativamente aos sistemas geoespaçador-geomembrana de PEAD anteriormente vistos (deslizamento gradual para a interface  $GM_{PVC}$ - $GS_6$ , deslizamento brusco para a interface  $GS_6$ - $GM_{PVC}$ ). A similaridade dos parâmetros estáticos ( $\phi_o$ ,  $\phi_{50}$ ), conforme visto na Tabela 6.9, aponta para a menor ou quase inexistente sensibilidade desse sistema à inversão da posição relativa entre os seus elementos componentes, testemunhando, portanto, uma baixa sensibilidade da superfície de PVC ao desgaste comparativamente ao PEAD.

#### 6.3.6.6 Sistema $GS_{6mm}$ - $GM_{PP}$

O sistema  $GS_{6mm}$ - $GM_{PP}$  (associação Geoespaçador 6 mm - Geomembrana Siplast) contempla as interfaces  $GS_6$ - $GM_{PP}$  e  $GM_{PP}$ - $GS_6$ . A Figura 6.30 e a Tabela 6.10 apresentam os resultados obtidos.



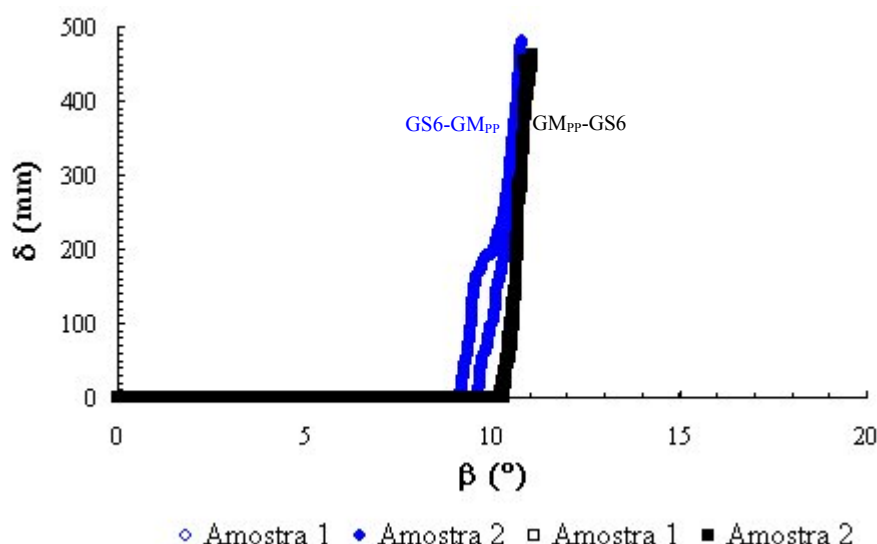

 Figura 6.30. Curvas  $\delta(\beta)$  do sistema  $GS_{6mm}$ - $GM_{pp}$ : influência da posição relativa.

 Tabela 6.10. Parâmetros de atrito estático correspondentes ao sistema  $GS_{6mm}$ - $GM_{pp}$ .

Amostra	Interface $GM_{pp}$ - $GS_6$ (1)		Interface $GS_6$ - $GM_{pp}$ (2)		$\frac{\tan \phi_o(1)}{\tan \phi_o(2)}$	$\frac{\tan \phi_{50}(1)}{\tan \phi_{50}(2)}$
	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$	$\phi_o (^\circ)$	$\phi_{50} (^\circ)$		
1	10,1	10,4	9,3	9,7	1,11	1,10
2	10,3	10,4	9,1	9,3		
Média	10,2	10,4	9,2	9,5		
Desvio	0,1	0,0	0,1	0,2		

De forma similar ao sistema  $GS_{6mm}$ - $GM_{PVC}$ , a inversão da posição relativa entre os elementos do sistema  $GS_{6mm}$ - $GM_{pp}$  implica uma ligeira diferença entre os parâmetros estáticos  $\phi_o$  e  $\phi_{50}$ , a qual tende a ser dissipada durante a fase de deslizamento não estabilizado que aparenta ser essencialmente a mesma. A sensibilidade do sistema à inversão pode ser considerada inexistente.

### 6.3.7 Conclusões gerais: resistência ao cisalhamento de interfaces geossintético-geossintético

A primeira parte deste capítulo tratou da resistência ao cisalhamento de interfaces geossintético-geossintético, com ênfase particular à interface geomembrana-geoespaçador. Buscou-se avaliar o comportamento friccional deste sistema sob a perspectiva de seu emprego em camadas de cobertura de instalações de contenção de resíduos, considerando-se dois aspectos particulares que podem afetar os parâmetros de resistência de interface de interesse: o acúmulo de deformação superficial e a mudança da posição relativa entre os elementos que compõem a interface. À luz dos resultados apresentados, as seguintes conclusões podem ser enumeradas:

#### 1. Influência da deformação acumulada

- Os geossintéticos são sensíveis à deformação acumulada em sua superfície seja em decorrência de sua instalação, seja em decorrência das etapas do

processo construtivo, seja devido aos esforços sofridos durante o tempo de vida útil da obra. Essa sensibilidade repercute sobre suas propriedades de atrito, podendo aumentar ou reduzir a estabilidade interfacial na fase de serviço. Como tais processos são capazes de mobilizar deslocamentos tangenciais relativos maiores que 50 mm, o parâmetro  $\phi_{50}$  prescrito pela norma Pr EN ISO 12957 (2001) e que considera esse nível de deslocamento relativo pode ser não representativo;

- b. Essas mudanças são dependentes da constituição polimérica dos geossintéticos: em contato com o geoespaçador de 6 mm (GS6), a geomembrana de PEAD  $GM_{PEADc}$  aumenta as propriedades resistentes da interface, enquanto que a interface desse geoespaçador com a geomembrana de polipropileno  $GM_{pp}$  tem seu atrito reduzido com o acúmulo de deformação;
- c. Essas mudanças dependem da posição relativa entre os elementos interfaciais: quando o geoespaçador GS6 desliza sobre a geomembrana de PEAD  $GM_{PEADc}$ , o atrito de interface aumenta com o acúmulo de deformação; quando as geomembranas de PEAD  $GM_{PEADa}$  e  $GM_{PEADb}$  deslizam sobre o geoespaçador GS6, o atrito interfacial é reduzido pela deformação;
- d. Essas mudanças dependem da estrutura dos elementos da interface: quando a geomembrana de PEAD  $GM_{PEADa}$  desliza sobre o geoespaçador GS6, o atrito de interface diminui com o acúmulo de deformação; quando esta geomembrana desliza sobre o geoespaçador de 8 mm (GS8), o atrito interfacial é aumentado pela deformação;
- e. Deformações acumuladas anteriores à fase de serviço podem mudar o modo de ruptura da interface (deslizamento “stick-slip” transformado para deslizamento brusco, por exemplo).

## 2. *Influência da posição relativa entre os elementos da interface*

- a. Os três diferentes tipos de geomembrana de polietileno de alta densidade (PEAD) ensaiados mostraram-se sensíveis à inversão da posição relativa. Não há a mesma constatação experimental para aquelas de polipropileno (PP) e de polivinil clorado (PVC). Assim, a constituição polimérica do geossintético parece ser importante;
- b. Essa sensibilidade se manifesta seja na fase estática ( $\phi_{50}$ ), seja na fase dinâmica ( $\phi^{dyn}$ ), podendo, portanto, ser identificada como uma fonte de erro ou de variabilidade dos parâmetros de atrito de interface determinados em laboratório;
- c. As diferenças de comportamento podem ser justificadas, a princípio, pelo fato de que, durante o deslizamento, o geossintético superior é submetido a um contato contínuo com o inferior, o que não acontece com este último. Para uma dada interface, a deformação acumulada no geossintético superior

seria, portanto, diferente daquela acumulada no geossintético inferior. Consequentemente, para cada configuração, o atrito seria mobilizado de forma diferente. Ressalta-se, contudo, que nem todas as interfaces aqui estudadas foram sensíveis a tal fenômeno;

- d. A assimetria dos valores de  $\phi_o$  para o sistema GS<sub>8mm</sub>-GM<sub>PEADc</sub> é de difícil explicação. O processo de mobilização inicial do deslocamento relativo é praticamente simétrico em todos os outros sistemas estudados.

## 6.4 Trabalho experimental sobre a resistência ao cisalhamento de interfaces solo compactado-geossintético

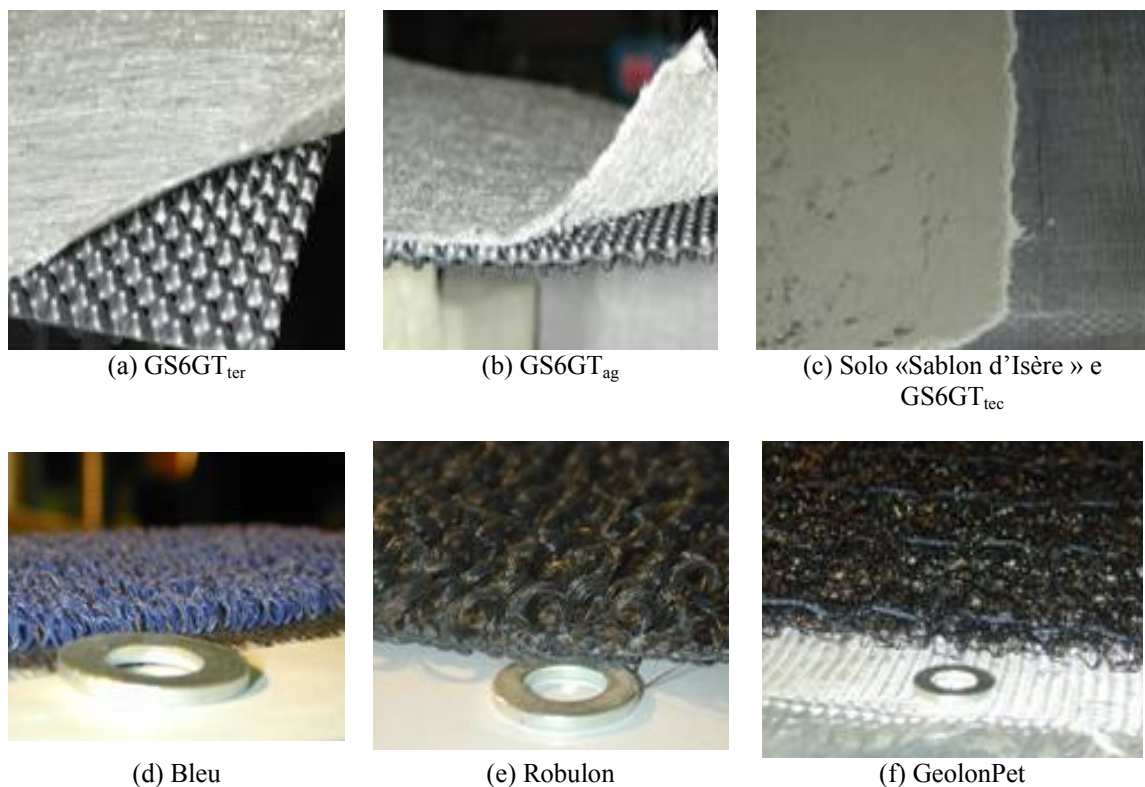
### 6.4.1 Materiais

Os materiais empregados no programa de pesquisa destinado à caracterização da resistência ao cisalhamento de interfaces solo compactado-geossintético são relacionados na Tabela 6.11. Trata-se de geossintéticos empregados em sistemas de cobertura de aterros sanitários seja para a drenagem da água de chuva que infiltra no solo de cobertura em direção aos resíduos (no caso dos geocompostos de drenagem), seja para aumentar a resistência ao cisalhamento do solo de cobertura no contato com o geotêxtil de filtração (no caso dos geossintéticos de reforço do solo).

**Tabela 6.11. Principais características dos geossintéticos empregados no programa de pesquisa sobre interfaces solo compactado-geossintético.**

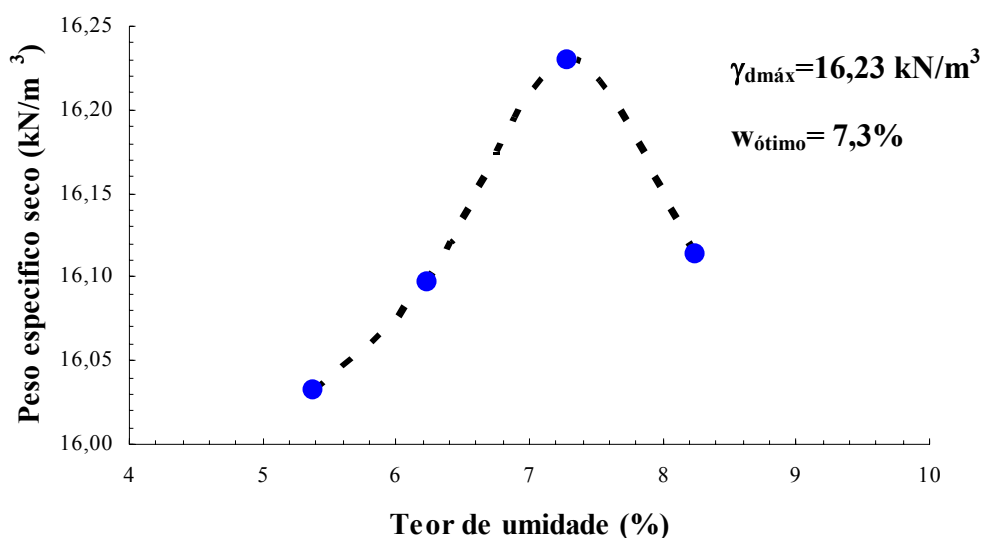
Produto	Material	Fabricante (notação)	Espessura (mm)
Geocomposto de drenagem	PEAD+PP	Wavin (GS6GTter)	7
	PEAD+PP	Wavin (GS6GTag)	7
	PEAD+PP	Wavin (GS6GTtec)	7
Geossintético de reforço		Bidim (Bleu)	3
		Bidim (Robulon)	10
		Bidim (GeolonPet)	5

O solo empregado corresponde ao “Sablon d’Isère”, material areno-siltoso que cobre uma vasta extensão da região Rhône-Alpes, França, e que é comumente empregado em obras de engenharia civil dessa região. A Figura 6.31 apresenta o conjunto destes materiais.



**Figura 6.31.** Geossintéticos e solo empregados nos ensaios de interface solo compactado-geossintético: (a) Geocomposto geotêxtil termoligado-geoespaçador de 6 mm ; (b) Geocomposto geotêxtil agulhado-geoespaçador de 6 mm ; (c) Solo “Sablon d’Isère” (à esquerda) e Geocomposto geotêxtil tecido-geoespaçador de 6 mm (à direita); (d) geossintético de reforço Bleu; (e) geossintético de reforço Robulon; (f) geossintético de reforço GeolonPet.

A curva de compactação Proctor Normal e a curva granulométrica do solo « Sablon d’Isère » são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 6.32 e 6.33. Trata-se de uma areia siltosa cinza, classificada como SM (USCS).



**Figura 6.32.** Curva de compactação Proctor Normal do solo « Sablon d’Isère ».

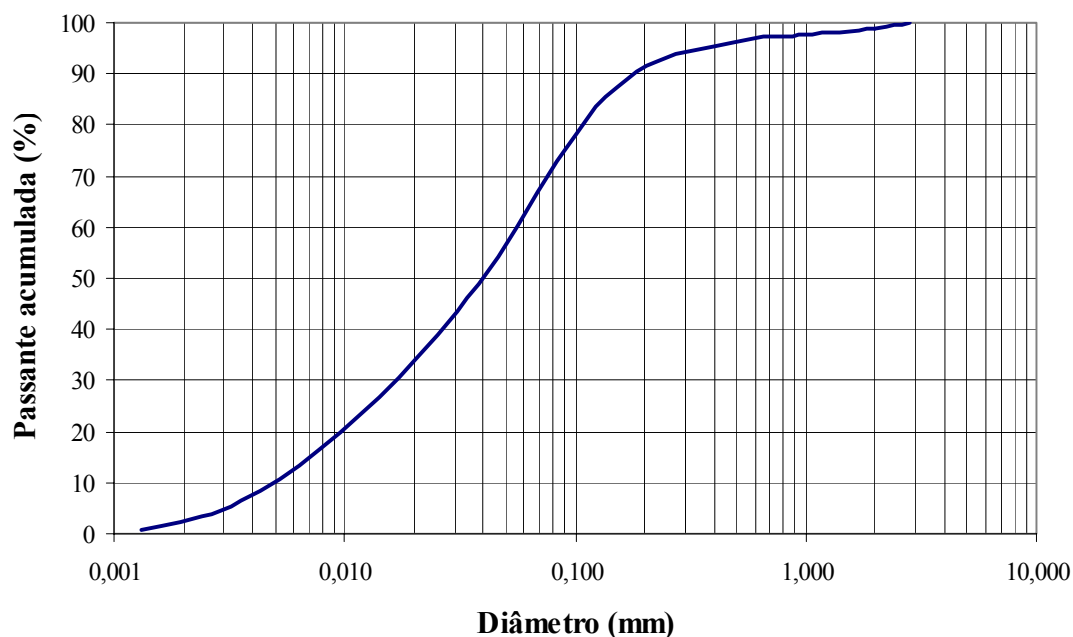


Figura 6.33. Curva granulométrica do solo « Sablon d'Isère » (Gavin, 2005).

Ensaio de cisalhamento direto sob condição drenada em amostras de grandes dimensões ( $30 \times 30 \text{ cm}^2$ ) foram realizados sobre o solo « Sablon d'Isère » na condição compactada ( $\gamma_h=14,2 \text{ kN/m}^3$ ,  $w=6,8\%$ ), sendo os resultados apresentados na Figura 6.34. A envoltória de ruptura correspondente é apresentada na Figura 6.35. Os parâmetros de resistência oriundos desses ensaios correspondem a um intercepto coesivo  $c=2,5 \text{ kPa}$  e a um ângulo de atrito interno  $\phi_{\text{int}}=35^\circ$ . Ressalta-se que esses ensaios foram realizados sob tensões normais de 30, 50 e 70 kPa, superiores, portanto, à máxima tensão normal empregada nos ensaios do tipo plano inclinado ( $\sigma_0=10,4 \text{ kPa}$ ).

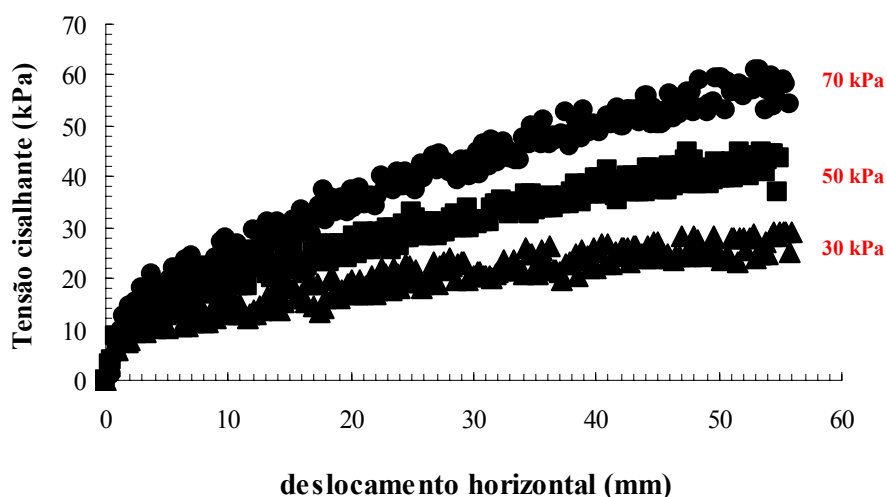


Figura 6.34. Ensaio de cisalhamento direto em caixa de grandes dimensões ( $30 \times 30 \text{ cm}^2$ ) sobre amostras compactadas do solo « Sablon d'Isère »: curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal.

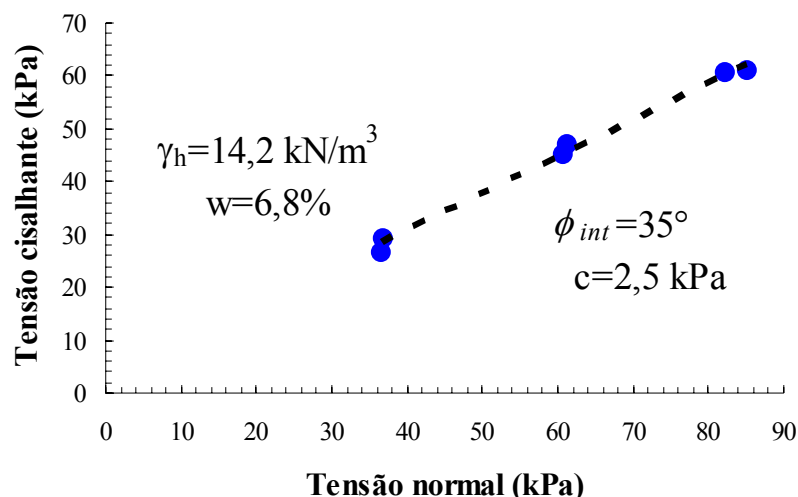


Figura 6.35. Ensaio de cisalhamento direto em caixa de grandes dimensões (30 x 30 cm<sup>2</sup>) sobre amostras compactadas do solo « Sablon d'Isère »: envoltória de ruptura.

Ressalta-se que, a despeito da maior magnitude do valor de  $\gamma_{dm\acute{a}x}$  obtido do ensaio de compactação, os ensaios de cisalhamento direto e sobre o plano inclinado contemplaram amostras moldadas com  $\gamma_d = 13,30 \text{ kN/m}^3$  ( $\gamma_h = 14,20 \text{ kN/m}^3$  e  $w = 6,8\%$ ), o que corresponde a um grau de compactação de 82%. Isso foi feito de forma proposital considerando-se que, em geral, a compactação de campo é efetuada de maneira precária, sobretudo em taludes íngremes das instalações de contenção de resíduos.

## 6.4.2 Metodologia de ensaio

### 6.4.2.1 Configuração geral do equipamento de ensaio

A configuração principal e os equipamentos auxiliares empregados na realização dos ensaios de atrito de interface do tipo solo compactado-geossintético são apresentados na Figura 6.36.

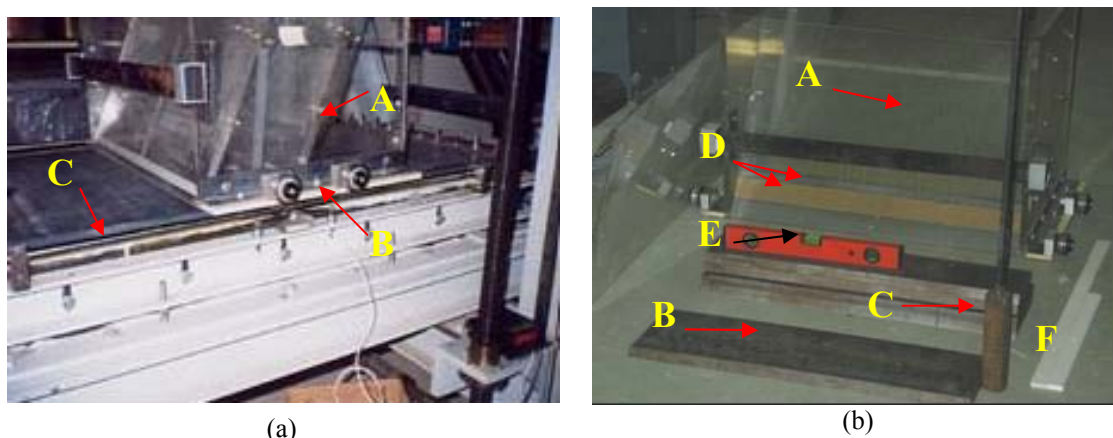


Figura 6.36. Equipamento empregado na realização de ensaios no plano inclinado do tipo solo compactado-geossintético: (a) configuração geral do ensaio plano inclinado com caixa de disposição do solo (vista lateral); (b) aparelhagem empregada na compactação do solo.

Conforme anteriormente visto na Fig. 6.1a, essa configuração contempla uma caixa superior de dimensões 18 cm x 70 cm x 40 cm (comprimento x largura x altura)

destinada a conter a amostra de solo a ser ensaiada. A fim de evitar o tombamento da caixa preenchida com solo e de permitir uma distribuição uniforme da tensão confinante no nível da interface (conforme Lalarakotoson et al., 1999), a caixa superior (Fig. 6.36a, 6.36b, **A**) é dotada de paredes transversais inclináveis, reguláveis de 5° em 5° e que permitem uma faixa de inclinação das paredes de 15° a 30°.

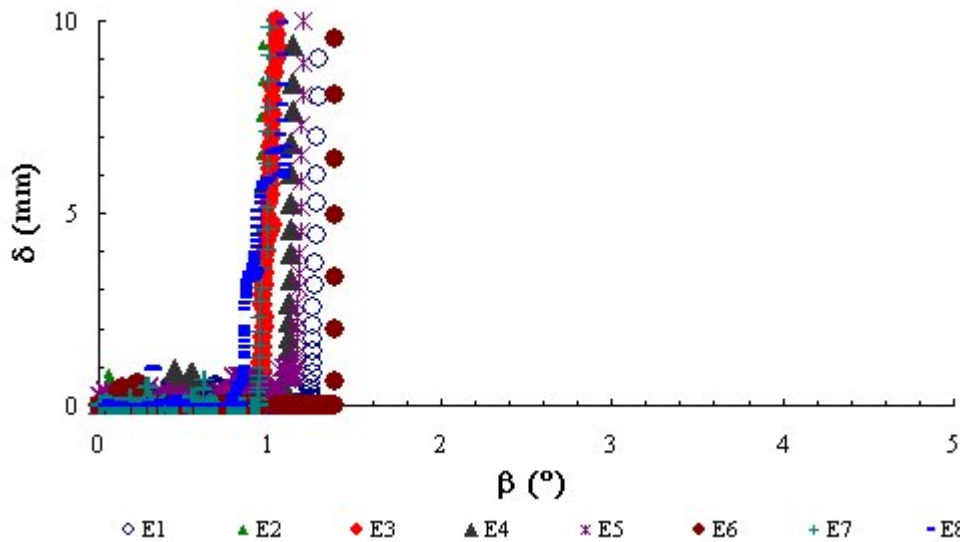
O solo é compactado no interior da caixa com o emprego de uma placa metálica (Fig. 6.36b, **B**) e de um soquete de compactação (Fig. 6.36b, **C**), sendo definidas linhas de referência sobre as paredes da caixa (Fig. 6.36b, **D**) a fim de se atingir um volume de solo compactado padrão, e, por conseguinte, a densidade de referência do mesmo ( $\gamma_h = 14,2 \text{ kN/m}^3$ ). A cada 4 golpes sucessivos, a horizontalidade da placa de compactação é aferida com o auxílio de um nível (Fig. 6.36b, **E**). Placas adicionais similares à de compactação são empregadas de modo a aplicar a tensão confinante de interesse. Essas placas apresentam a mesma inclinação das paredes da caixa e elas são dispostas de modo que apenas a placa de compactação (20 mm de espessura) apoiada sobre o solo se ajuste às paredes transversais da caixa e também distribua ao solo subjacente a carga devida às placas sobrejacentes.

Todo o conjunto de placas é solidarizado por meio de parafusos de fixação, evitando o deslocamento relativo entre elas durante a inclinação do plano. Todos os ensaios contemplam um espaçamento livre entre a borda inferior da caixa e o geossintético inferior correspondente a 6,5mm, e a perda lateral de solo durante a compactação é evitada via uso de tiras prismáticas laterais (Fig. 6.36b, **F**) ajustadas ao entorno desse espaçamento livre. Uma camada de solo é rasada à frente da caixa, ao longo de toda a superfície de deslizamento, a fim de evitar a perda do solo interior à caixa durante o seu movimento, e consequentemente a instabilização do conjunto formado pelas placas metálicas. Tensões confinantes de 2,8 kPa, 5,9 kPa e 10,4 kPa foram empregadas.

#### 6.4.2.2 Calibração do equipamento de ensaio

A caixa superior apresenta um conjunto de roldanas laterais (duas por lado, Fig. 6.36a, **B**) que se apóiam sobre um sistema de guias laterais à base de trilhos (Figura 6.36a, **C**), permitindo o deslizamento do conjunto sobre o plano suporte. Como a altura do plano suporte é ajustável, é possível evitar o contato e consequentemente o atrito entre o fundo da caixa e o geossintético inferior, assegurando exclusivamente o contato entre o solo que preenche a caixa e o geossintético fixado à base. Contudo, a utilização dessas guias laterais introduz atrito com várias implicações no balanço de força do sistema, conforme já comentado. Adicionalmente, há que se considerar também a resistência oferecida pelo fio do transdutor de deslocamento, o qual é conectado à parte traseira da caixa superior.

Assim, a fim de calibrar tais resistências, ensaios de deslizamento foram realizados (velocidade de inclinação  $d\beta/dt = 3^\circ/\text{min}$ , conforme norma Pr EN ISO 12957-2 (2001)) sobre a caixa superior vazia, conectada ao fio do transdutor de deslocamento, determinando-se o ângulo  $\beta_s$  de inicialização do deslizamento. A Figura 6.37 apresenta o conjunto dos ensaios realizados e os respectivos valores de  $\beta_s$  deles derivados. Considerou-se como  $\beta_s$  o valor de  $\beta$  correspondente a um deslocamento  $\delta = 10 \text{ mm}$ .



Ensaio	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	Média	Desvio
$\beta_{10}(^{\circ})$	1,3	0,9	1,0	1,1	1,2	1,4	1,0	1,1	1,1	0,1

**Figura 6.37.** Curvas de deslizamento da caixa superior vazia conectada ao fio do transdutor de deslocamento: calibração da resistência oferecida pelo sistema fio-trilhos de guia no início da fase estática.

A partir da equação de equilíbrio estático limite do sistema, é possível obter a resistência oferecida pelo conjunto fio-trilhos, aqui identificada por  $T_g^{stat}$ :

$$m_c \cdot g \cdot \sin \beta_s - T_g^{stat} = 0 \quad (6.7)$$

Para uma caixa de massa  $m_c=28,8$  kg e considerando-se o valor médio de  $\beta_{10}$  determinado ( $\beta_{10}=1,1^{\circ}$ ), tem-se  $T_g^{stat}=5,4$ N.

Assim como para a resistência oferecida na condição estática  $T_g^{stat}$ , a resistência  $T_g^{dyn}$  oferecida pelo sistema durante a fase dinâmica deve ser estimada. Assim, da condição de equilíbrio dinâmico do sistema, tem-se:

$$T_g^{dyn} = m_c \cdot g \cdot \sin \beta^{dyn} - m_c \cdot \gamma \quad (6.8)$$

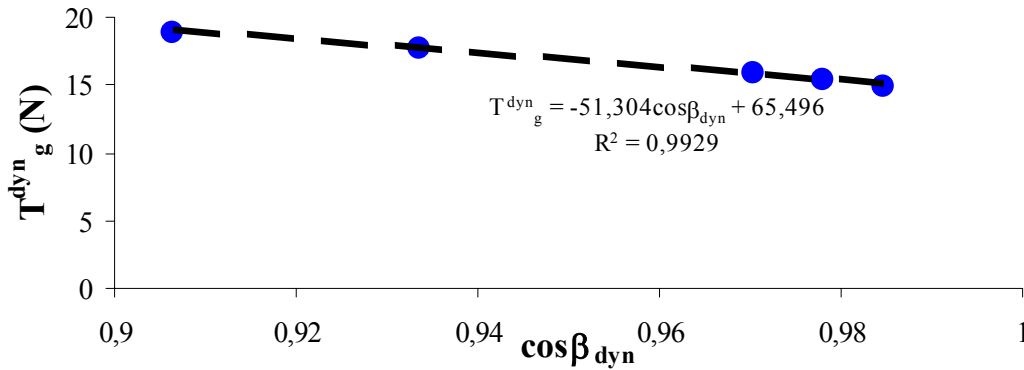
sendo  $\gamma$  a aceleração do sistema correspondente à caixa vazia.

Diversos ensaios dinâmicos foram então realizados, fixando-se o ângulo de inclinação do plano suporte ( $\beta^{dyn}$  constante) e liberando-se o sistema constituído pela caixa superior vazia conectada ao fio do transdutor de deslocamento. Destes ensaios, as respectivas acelerações  $\gamma$  foram derivadas e, por meio da equação 6.8, o correspondente valor de  $T_g^{dyn}$  foi determinado. Para cada  $\beta^{dyn}$  fixado, foram realizados 3 ensaios, dos quais foi derivado o valor médio de  $T_g^{dyn}$  para cada  $\beta^{dyn}$  (Tabela 6.12). A Figura 6.38 apresenta a relação entre  $T_g^{dyn}$  e  $\beta^{dyn}$  da qual  $T_g^{dyn}$  pode ser estimado.



**Tabela 6.12. Variação de  $T_g^{dyn}$  em função de  $\beta^{dyn}$ .**

$\beta^{dyn} (^{\circ})$	$\cos \beta^{dyn}$	$T_g^{dyn} (N)$
10	0,9848	14,8
12	0,9781	15,3
14	0,9703	15,9
21	0,9336	17,7
25	0,9063	18,9



**Figura 6.38. Variação de  $T_g^{dyn}$  em função de  $\beta^{dyn}$ : calibração da resistência oferecida pelo sistema fio-trilhos de guia na fase dinâmica do ensaio plano inclinado.**

Portanto, pode-se derivar o valor de  $T_g^{dyn}$  a ser considerado no cálculo do atrito dinâmico por meio da equação:

$$T_g^{dyn} = 65,496 - 51,304 \cos \beta^{dyn} \quad (6.9)$$

Assim, de posse dos valores de  $T_g^{stat}$  e  $T_g^{dyn}$  e assumindo-se que não há atrito entre o solo e as laterais da caixa ( $\alpha=0$ ), as equações 6.1 e 6.3 anteriormente vistas serão utilizadas para se obter respectivamente os parâmetros estáticos ( $\phi_o$ ,  $\phi_{50}$ ) e dinâmico ( $\phi^{dyn}$ ) das interfaces solo compactado-geossintético aqui estudadas.

Conforme descrito anteriormente, para a determinação do ângulo de atrito dinâmico, os dados dos ensaios convencionais serão aproveitados, considerando-se como “dinâmica” a fase correspondente ao deslizamento não estabilizado e adotando-se  $\beta^{dyn} = \beta_s$ , onde  $\beta_s$  corresponde ao ângulo de inclinação do plano para a fase de deslizamento progressivo.

### 6.4.3 Resultados: resistência ao cisalhamento de interfaces solo compactado-geossintético

#### 6.4.3.1 Interfaces solo compactado-geossintético liso

São aqui identificados como « geossintéticos lisos » os geocompostos de drenagem identificados na Tabela 6.11 e apresentados na Figura 6.31a,b,c. Nesta configuração, o componente geotêxtil do geocomposto é quem estabelece o contato interfacial com a camada de solo compactada sobrejacente, sendo, portanto, determinados os parâmetros estáticos e dinâmicos dessa interface. Em complemento, ensaios idênticos foram realizados sobre o solo em interface com a geomembrana  $GM_{PEADc}$  (Agru) para mostrar o desempenho em atrito das interfaces geotêxteis relativamente a uma geomembrana lisa. Apresentam-se abaixo na Figura 6.39 as curvas  $\delta(\beta)$  correspondentes aos três níveis de confinamento empregados.

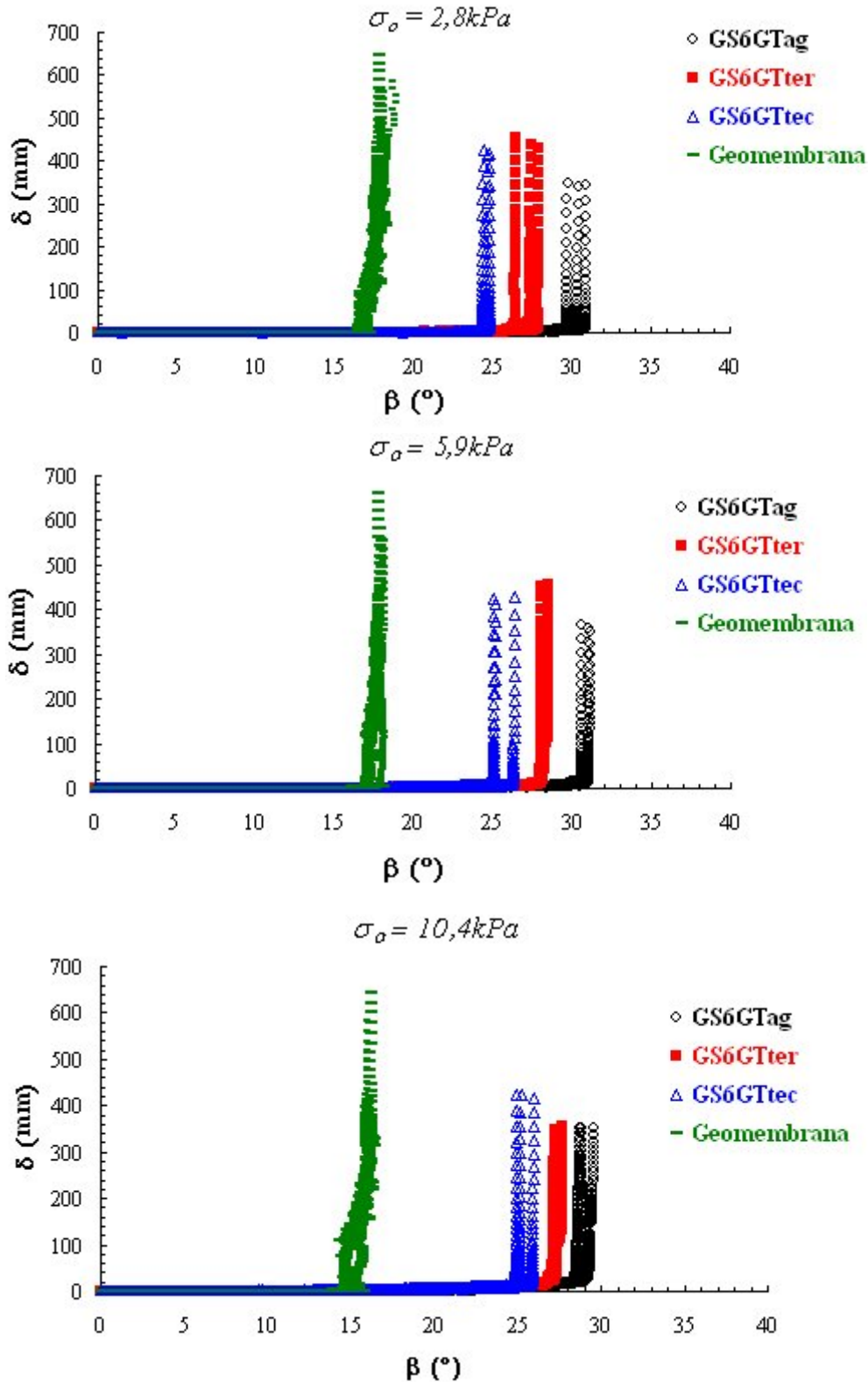
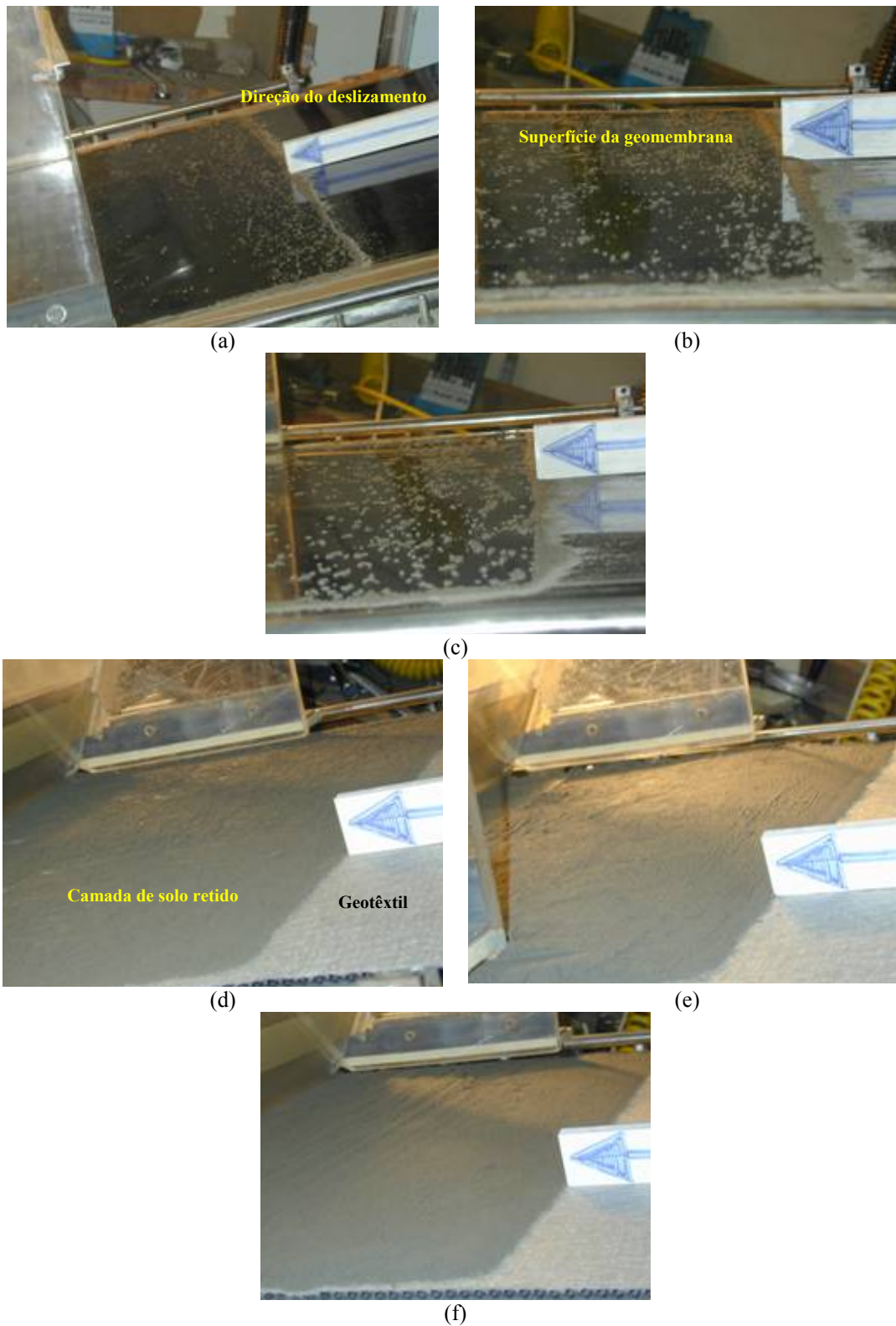


Figura 6.39. Curvas  $\delta(\beta)$  correspondentes às interfaces do tipo solo compactado-geossintético liso.

A Figura 6.40 mostra o aspecto geral das interfaces após o término da fase de deslizamento não estabilizado. No caso da geomembrana lisa, conforme esperado, o deslizamento da camada de solo subjacente se dá completamente ao longo da superfície da geomembrana. Ao contrário, o comportamento das superfícies com

geotêxteis mostra que estes participam do processo de mobilização da resistência à ruptura, pois retêm sobre suas respectivas superfícies uma camada de solo durante a deflagração do movimento da camada de cobertura.



**Figura 6.40. Aspecto da superfície geossintética após deflagração do deslizamento não estabilizado: (a), (b), (c) superfície da geomembrana ( $GM_{PEAdc}$ ) ; (d), (e), (f) superfície do geotêxtil agulhado ( $GS6GT_{ag}$ ) (respectivamente para as tensões confinantes de 2,8 kPa, 5,9 kPa e 10,4 kPa).**

A Figura 6.41 apresenta a variação de  $\phi_{50}$  com as tensões normais na ruptura (envoltória de atrito).

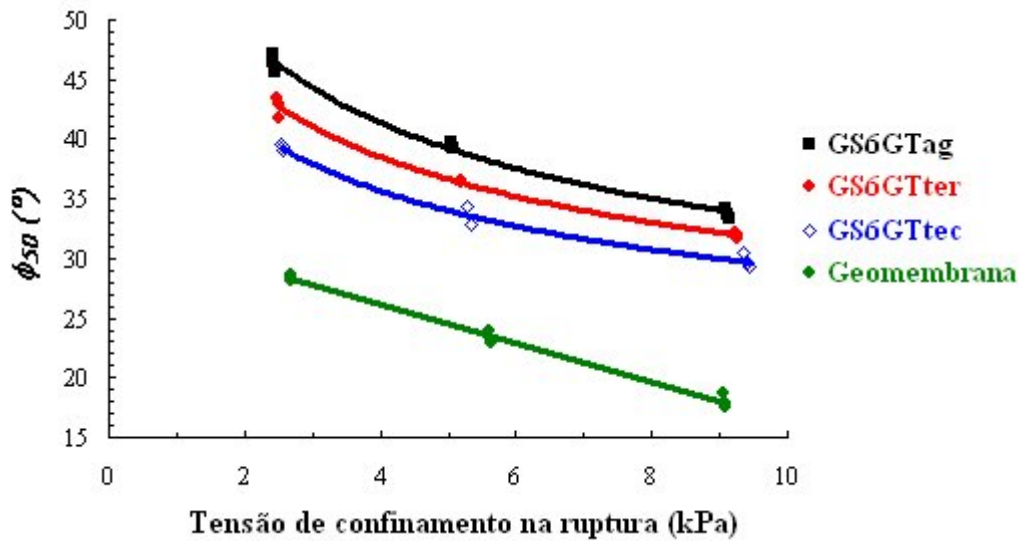


Figura 6.41. Envoltórias de atrito estático ( $\phi_{50}$ ) correspondentes às respectivas interfaces solo compactado-geossintético liso.

A Figura 6.41 permite constatar que a metodologia de ensaio empregada permitiu diferenciar os diferentes comportamentos dos geossintéticos estudados, e mostra a utilidade do equipamento plano inclinado para fins de caracterização do atrito de interface sob baixas tensões de confinamento.

Verifica-se que  $\phi_{50}$  decresce com o aumento da tensão confinante (espessura da camada de solo de cobertura), e exceção feita à geomembrana lisa, a qual apresentou um comportamento em deslizamento característico de corpos sólidos independentes (atrito puro), as envoltórias correspondentes às interfaces solo-geotêxtil são não lineares, marcando as diferentes formas com que o atrito é mobilizado nas distintas superfícies desses materiais.

A ordem decrescente de resistência de interface corresponde a:

geotêxtil agulhado, geotêxtil termoligado, geotêxtil tecido e geomembrana lisa.

Os parâmetros de atrito  $\phi_o$  e  $\phi^{dyn}$  são igualmente apresentados nas Figuras 6.42 e 6.43, sendo possível identificar, de um modo geral, a mesma tendência de desempenho vista para o parâmetro estático padrão, ou seja:

$$\phi_{GM_{PEADc}} < \phi_{GS6GT_{tec}} < \phi_{GS6GT_{ter}} < \phi_{GS6GT_{ag}}.$$

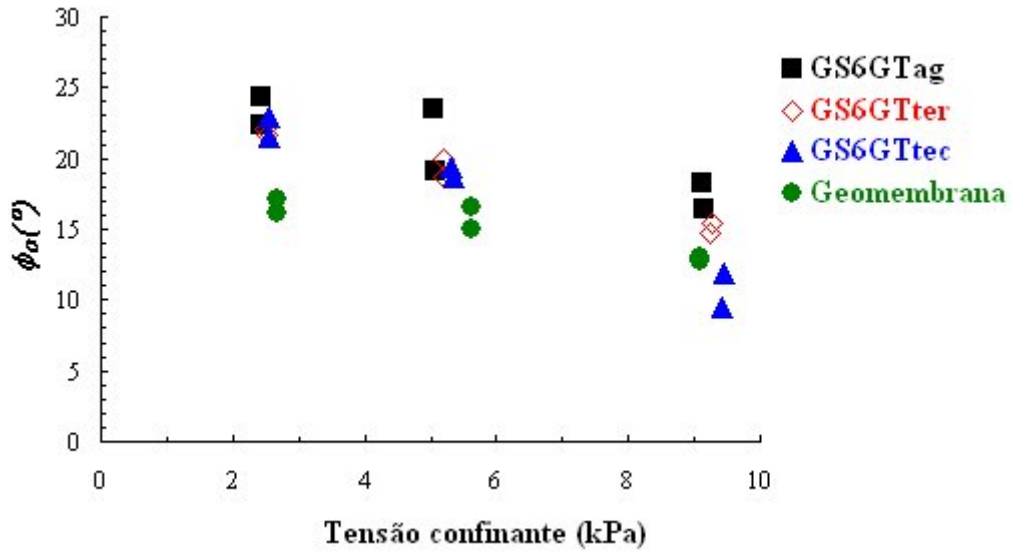


Figura 6.42. Parâmetro de atrito estático inicial ( $\phi_0$ ) versus tensão de confinamento para as interfaces solo compactado-geossintético liso.

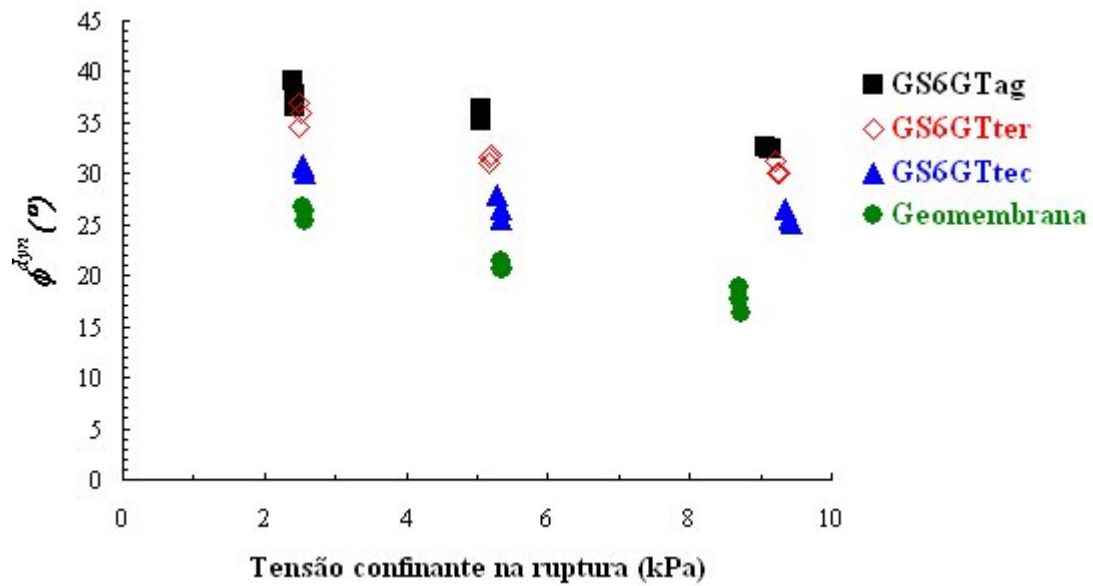


Figura 6.43. Parâmetro de atrito dinâmico ( $\phi^{dyn}$ ) versus tensão de confinamento para as interfaces solo compactado-geossintético liso.

A Tabela 6.13 apresenta o resumo dos resultados obtidos.

**Tabela 6.13. Conjunto dos parâmetros de atrito correspondentes às interfaces solo compactado-geossintético liso.**

$\phi_o$							
GS6GT <sub>ag</sub>		GS6GT <sub>ter</sub>		GS6GT <sub>tec</sub>		Geomembrana	
$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_o(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_o(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_o(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_o(^{\circ})$
2,44	22	2,52	22	2,56	23	2,69	16
2,42	24	2,49	22	2,55	21	2,69	17
5,07	19	5,19	20	5,34	19	5,63	15
5,04	23	5,20	19	5,33	19	5,63	17
9,15	16	9,25	15	9,44	12	9,08	13
9,12	18	9,27	15	9,42	9	9,09	13

$\phi^{dyn}$							
GS6GT <sub>ag</sub>		GS6GT <sub>ter</sub>		GS6GT <sub>tec</sub>		Geomembrana	
$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi^{dyn}(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi^{dyn}(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi^{dyn}(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi^{dyn}(^{\circ})$
2,44	37	2,50	35	2,55	31	2,56	26
2,42	38	2,48	37	2,56	30	2,55	27
2,41	39	2,52	36	2,55	31	2,56	25
5,07	35	5,17	32	5,28	28	5,36	21
5,04	35	5,20	32	5,33	27	5,33	21
5,05	36	5,17	31	5,33	26	5,34	21
9,15	32	9,26	30	9,44	25	8,69	18
9,12	32	9,22	31	9,42	26	8,72	16
9,08	33	9,23	30	9,36	27	8,69	19

$\phi_{50}$							
GS6GT <sub>ag</sub>		GS6GT <sub>ter</sub>		GS6GT <sub>tec</sub>		Geomembrana	
$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_{50}(^{\circ})$
2,44	46	2,52	42	2,56	39	2,69	28
2,42	46	2,49	43	2,55	40	2,69	29
2,41	47	2,48	43	2,55	39	2,69	28
5,07	39	5,19	37	5,34	33	5,63	23
5,04	40	5,20	36	5,33	33	5,63	23
5,05	40	5,20	36	5,28	34	5,61	24
9,15	33	9,25	32	9,44	29	9,04	19
9,12	34	9,27	32	9,42	30	9,08	18
9,08	34	9,24	32	9,36	30	9,09	17

Segundo Gourc & Reyes-Ramirez (2004), interfaces do tipo geossintético-geossintético, cujas curvas  $\delta(\beta)$  são do tipo deslizamento gradual, apresentam uma relação entre  $\phi_o$  e  $\phi^{dyn}$  do tipo  $\phi_o < \phi^{dyn}$ , enquanto o comportamento do tipo deslizamento brusco implica numa relação  $\phi_o > \phi^{dyn}$ . Os dados apresentados demonstram, para os geotêxteis estudados, uma obediência à relação  $\phi_o < \phi^{dyn}$  em todos os níveis de confinamento aqui considerados, a qual é plenamente compatível com o modo de deslizamento gradual característico dessas interfaces (Fig. 6.44). Assim, também as interfaces do tipo solo compactado-geossintético liso obedecem ao postulado por esses autores.

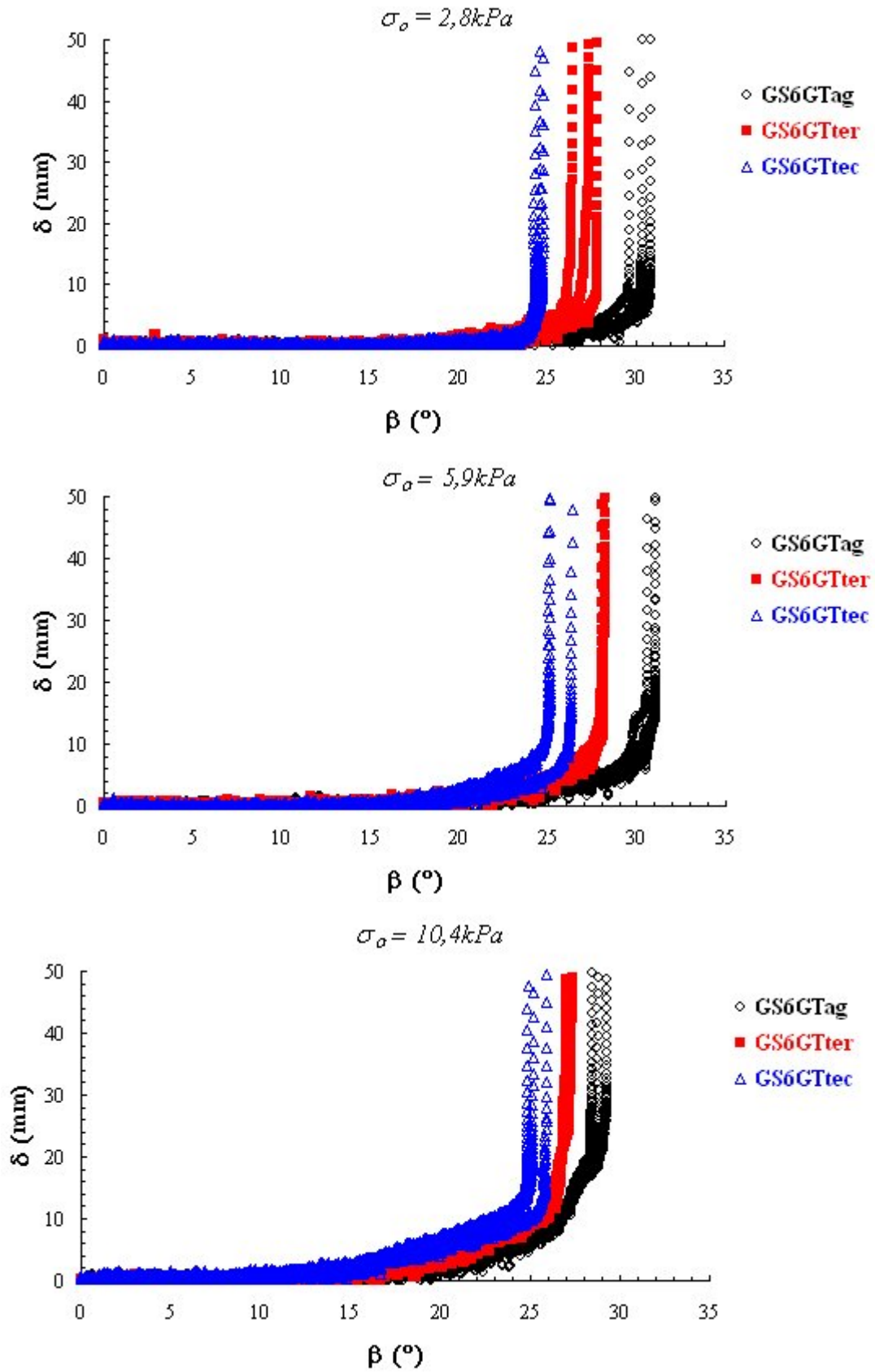


Figura 6.44. Modo de deslizamento gradual peculiar às interfaces do tipo solo compactado-geotêxtil liso ensaiadas.



A constatação experimental desse modo de deslizamento é particularmente importante visto que, como sistematicamente  $\phi_{50} \gg \phi_o$  (ver Tabela 6.13), talvez seja não seguro neste caso adotar o parâmetro prescrito por norma para fins de projeto.

#### 6.4.3.2 Interfaces solo compactado-geossintético de reforço

São aqui identificados como « geossintéticos de reforço », os produtos identificados na Tabela 6.11 e apresentados na Figura 6.31d,e,f, os quais se destinam essencialmente a promover o reforço da camada de cobertura, cuja interface é considerada crítica. Uma comparação de desempenho é feita entre esses produtos e o geossintético liso mais eficiente anteriormente estudado (geocomposto de drenagem à base do geotêxtil agulhado GS6GT<sub>ag</sub>). As curvas  $\delta(\beta)$  correspondentes a cada nível de confinamento são apresentadas na Figura 6.45, e os respectivos parâmetros de resistência são vistos nas Figuras 6.46, 6.47 e 6.48.

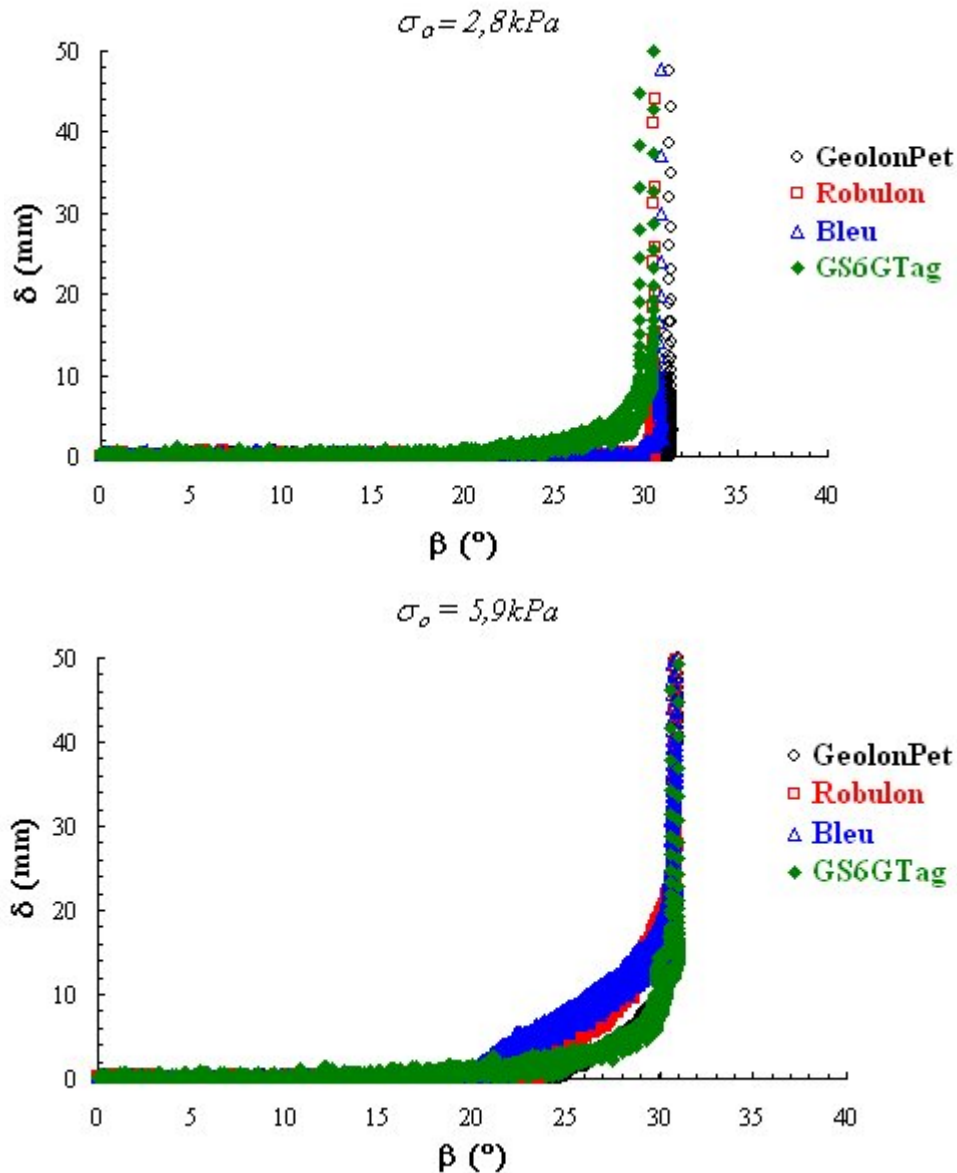


Figura 6.45. Curvas  $\delta(\beta)$  correspondentes às interfaces solo compactado-geossintético de reforço.



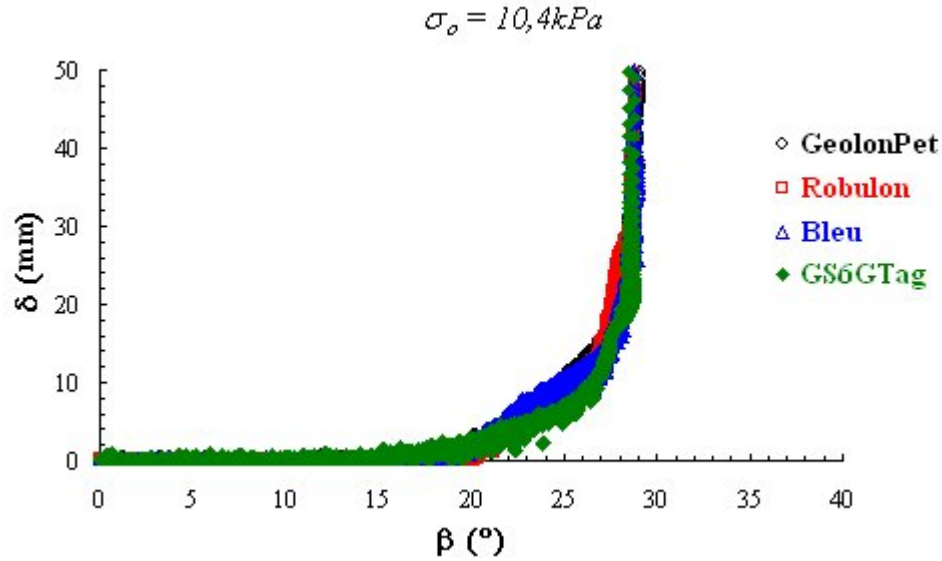


Figura 6.45. Continuação.

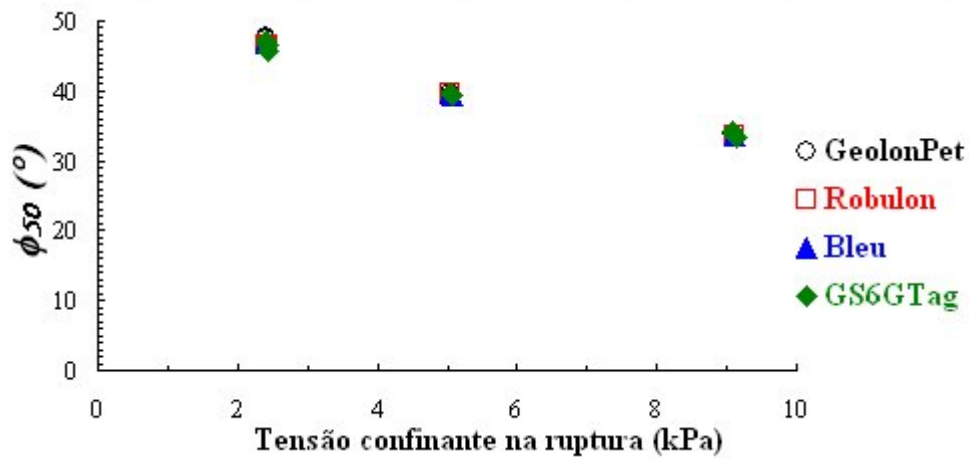


Figura 6.46. Parâmetro de atrito estático ( $\phi_{50}$ ) versus tensão de confinamento para as interfaces solo compactado-geossintético de reforço.

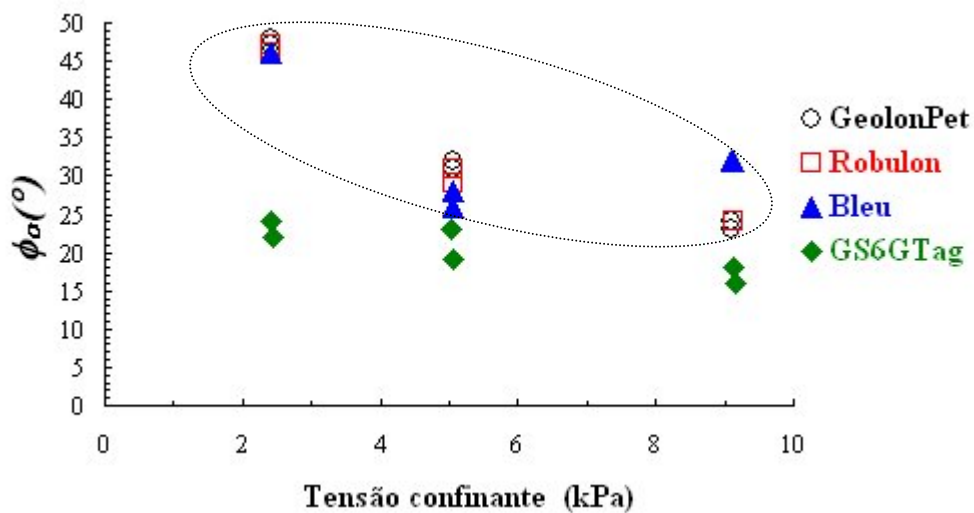


Figura 6.47. Parâmetro de atrito estático inicial ( $\phi_o$ ) versus tensão de confinamento para as interfaces solo compactado-geossintético de reforço.

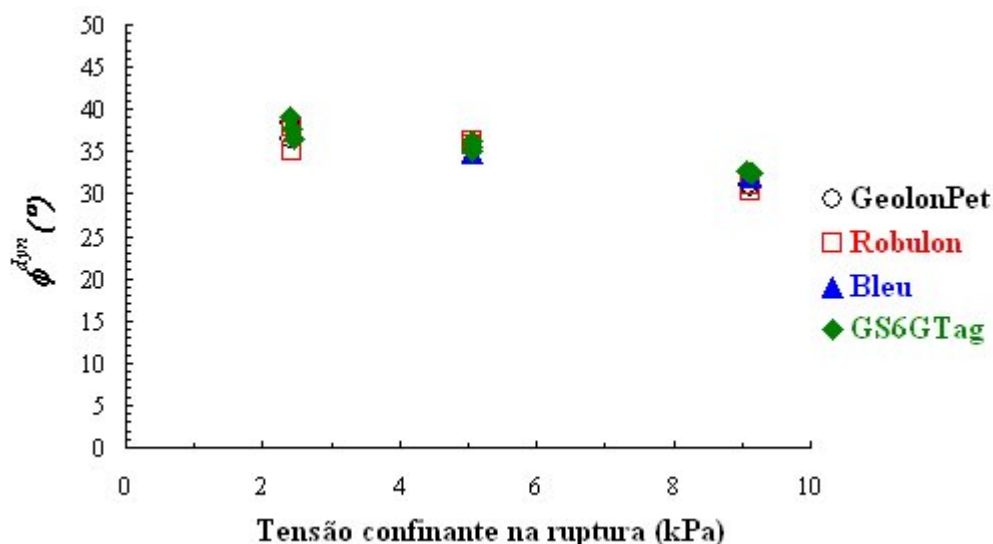


Figura 6.48. Parâmetro de atrito dinâmico ( $\phi^{dyn}$ ) versus tensão de confinamento para as interfaces solo compactado-geossintético de reforço.

Nota-se que, pelo parâmetro  $\phi_{50}$ , não é possível distinguir nenhuma diferença entre os desempenhos dos geossintéticos de reforço entre si, e mesmo destes em relação ao geotêxtil agulhado, sendo possível ajustar todos os dados a uma mesma envoltória de atrito. De fato, as curvas demonstram que tais diferenças são mais explícitas para a faixa de deslocamento relativo inferior a 20 mm, mas não havendo ainda assim nenhuma tendência a diferenças significativas entre as respectivas resistências.

De forma similar, não se constata nenhuma diferença significativa entre os respectivos ângulos de atrito dinâmico, sendo o ângulo de mobilização do deslocamento relativo inicial ( $\phi_o$ ) aquele cujas diferenças são mais marcadas, com maiores resistências dos geossintéticos de reforço comparativamente ao geotêxtil agulhado (e, por conseguinte, aos demais geossintéticos lisos). Um maior valor de  $\phi_o$  é provavelmente uma garantia de maior segurança.

A Tabela 6.14 apresenta o resumo dos resultados obtidos, ao passo que a Tabela 6.15 apresenta os respectivos modos de deslizamento dos geossintéticos de reforço para cada nível de confinamento aplicado.

Tabela 6.14. Conjunto dos parâmetros de atrito correspondentes às interfaces solo compactado-geossintético de reforço.

$\phi_o$							
GeolonPet		Robulon		Bleu		GSGT <sub>ag</sub>	
$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_o$ (°)	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_o$ (°)	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_o$ (°)	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_o$ (°)
2,40	47	2,42	47	2,42	46	2,44	22
2,40	48	2,42	46			2,42	24
5,05	31	5,05	29	5,06	26	5,07	19
5,06	32	5,06	31	5,07	28	5,04	23
9,11	24	9,13	24	9,11	32	9,15	16
9,09	23	9,13	24	9,13	32	9,12	18

Tabela 6.14. Continuação.

$\phi^{dyn}$							
GeolonPet		Robulon		Bleu		GSGT <sub>ag</sub>	
$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi^{dyn}(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi^{dyn}(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi^{dyn}(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi^{dyn}(^{\circ})$
2,40	36	2,42	38			2,44	37
2,40	38	2,42	35			2,42	38
5,05	35	5,05	36	5,06	35	5,07	35
5,06	36	5,06	36	5,07	35	5,04	35
9,11	31	9,13	30	9,11	32	9,15	32
9,09	31	9,13	31	9,13	32	9,12	32

$\phi_{50}$							
GeolonPet		Robulon		Bleu		GSGT <sub>ag</sub>	
$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_{50}(^{\circ})$	$\sigma_{ruptura}$ (kPa)	$\phi_{50}(^{\circ})$
2,40	48	2,42	47	2,42	47	2,44	46
2,40	48	2,42	47	2,41	47	2,42	46
5,06	39	5,05	40	5,06	39	2,41	47
5,05	40	5,05	40	5,05	40	5,07	39
9,09	34	5,06	40	9,12	34	5,04	40
9,12	34	9,13	34	9,12	34	5,05	40
		9,12	34			9,15	33
		9,12	34			9,12	34
						9,08	34

Tabela 6.15. Modo de deslizamento das interfaces correspondentes aos geossintéticos de reforço estudados.

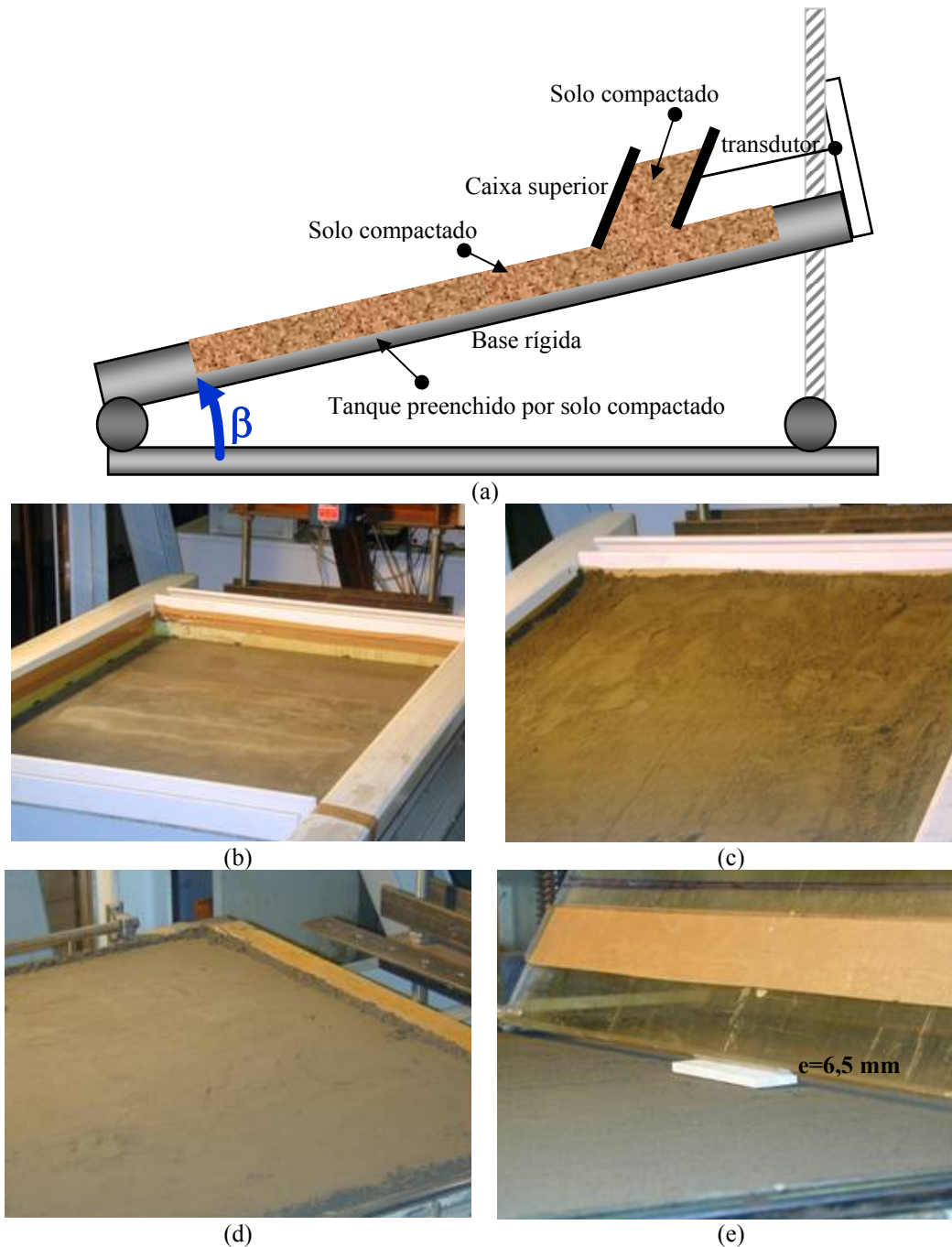
$\sigma_o$ (kPa)	GeolonPet	$\phi_o / \phi^{dyn}$	Robulon	$\phi_o / \phi^{dyn}$	Bleu	$\phi_o / \phi^{dyn}$
2,8	DB	$\phi_o > \phi^{dyn}$	DB	$\phi_o > \phi^{dyn}$	DB	$\phi_o > \phi^{dyn}$
5,9	DG	$\phi_o < \phi^{dyn}$	DG	$\phi_o < \phi^{dyn}$	DG	$\phi_o < \phi^{dyn}$
10,4	DG	$\phi_o < \phi^{dyn}$	DG	$\phi_o < \phi^{dyn}$	DG	$\phi_o < \phi^{dyn}$

Nota: DB: Deslizamento Brusco; DG: Deslizamento Gradual.

De forma similar ao constatado para as interfaces do tipo solo compactado-geossintético liso, as respectivas relações  $\phi_o / \phi^{dyn}$  atendem ao postulado por Gourc & Reyes-Ramirez (2004) no caso de interfaces do tipo solo compactado-geossintético de reforço.

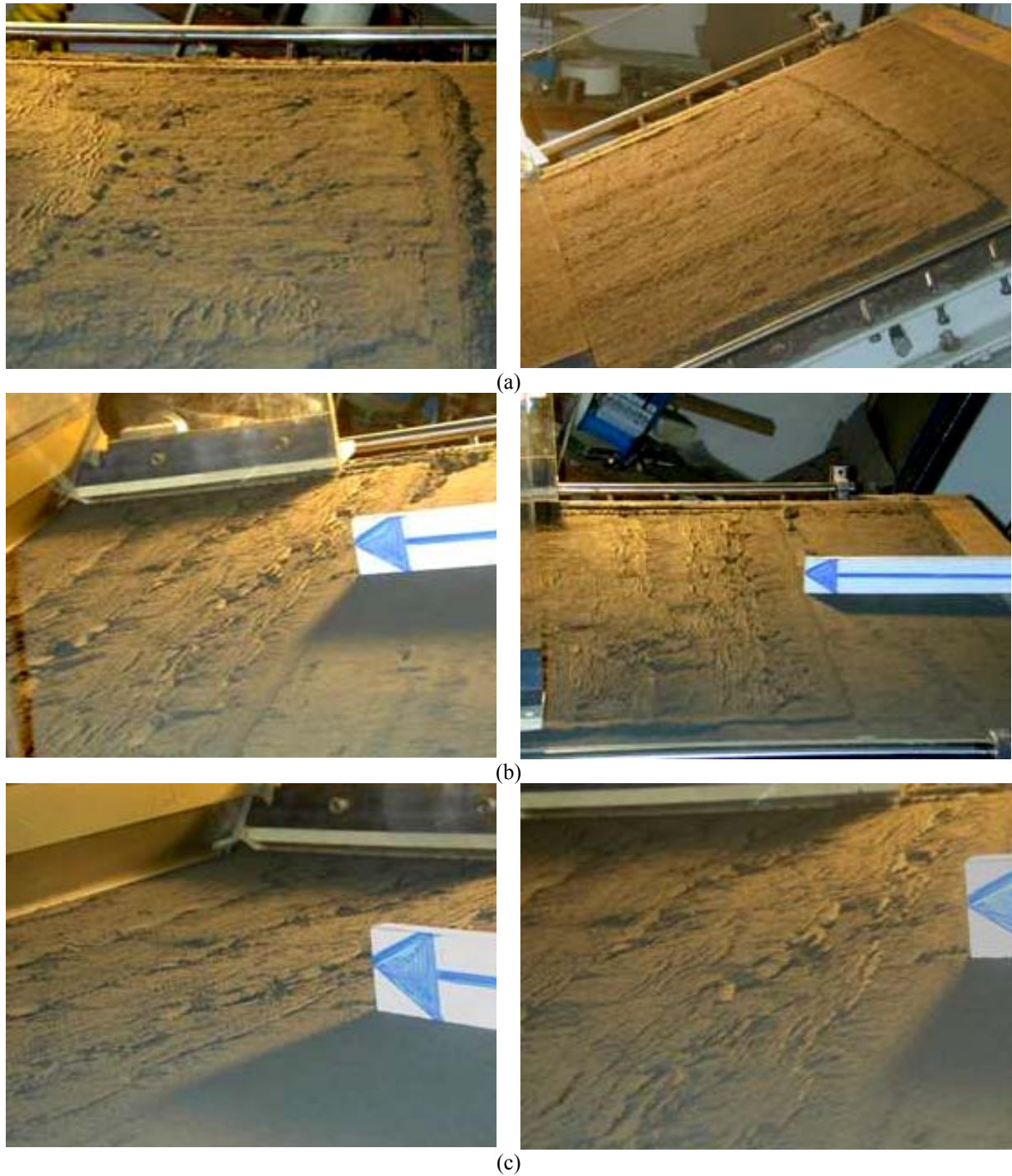
#### 6.4.4 Análise comparativa: condições de estabilidade do solo de cobertura de taludes de aterros sanitários

O objetivo desse tópico é de empreender uma análise comparativa baseada nas propriedades resistentes dos diferentes sistemas solo compactado-geossintético estudados. Para tanto, faz-se necessário caracterizar as condições de ruptura da camada de solo compactado, o que será feito mediante ensaios do tipo plano inclinado. Assim, o procedimento de ensaio é similar ao adotado para caracterização das propriedades resistentes de interfaces do tipo solo compactado-geossintético, diferindo-se deste pelo fato de a interface inferior corresponder a uma camada de solo compactado no interior de um tanque retangular de mesmas dimensões planas do suporte rígido do plano inclinado (plano suporte), mas que o substitui. Acima dessa superfície, é compactada a camada de solo disposta no interior da caixa superior. A Figura 6.49 mostra esta configuração de ensaio.



**Figura 6.49.** Adaptação do plano suporte para realização de ensaios do tipo solo compactado-solo compactado em equipamento plano inclinado: (a) tanque de compactação; (b) solo solto a ser compactado; (c) superfície do solo compactado; (d) caixa superior assentada sobre superfície de solo compactado (detalhe do espaçamento  $e=6,5 \text{ mm}$  entre a caixa superior e o plano de deslizamento).

Assim, ambos os elementos da interface, a saber, o solo compactado no tanque da base rígida e o solo compactado no interior da caixa superior deslizante, foram compactados nas mesmas condições dos ensaios anteriores correspondentes às interfaces solo compactado-geossintético ( $\gamma_h=14,2 \text{ kN/m}^3$ ,  $w=6,8\%$ ). Os mecanismos de ruptura associados a esses ensaios são vistos na Figura 6.50.



**Figura 6.50.** Superfícies de ruptura características dos ensaios do tipo solo compactado-solo compactado ( $\gamma_s=14,2\text{kN/m}^3$ ) em equipamento plano inclinado: (a)  $\sigma_0=2,8$  kPa; (b)  $\sigma_0=5,9$  kPa; (c)  $\sigma_0=10,4$ kPa.



O mecanismo de ruptura desses ensaios demonstrou-se bastante complexo e dependente do nível de confinamento considerado. Para a tensão confinante inicial de 2,8 kPa, o deslizamento ocorre ao longo do plano interfacial (Fig. 6.50a), contudo o movimento é lento e errático, sendo praticamente impossível sob estas condições avaliar a velocidade de deslocamento e a aceleração do dispositivo superior da interface (nenhuma fase de movimento uniformemente acelerado é obtida). Sob essas condições, não é possível determinar  $\phi^{dyn}$ .

Para  $\sigma_0=5,9$  kPa e  $\sigma_0=10,4$  kPa, o deslizamento não mais ocorre ao longo da interface, mas dentro da camada de solo inferior (em torno de 20 mm), sendo o movimento também lento e errático, o qual se detém após uma determinada extensão, sendo igualmente impossível de se determinar o parâmetro  $\phi^{dyn}$ . É possível observar, nesse último caso, a superfície entalhada do solo após o deslizamento da caixa superior (Fig. 6.50b,c). Apesar da complexidade ligada à fase de deslizamento não estabilizado, a ruptura estática é muito clara como pode ser vista sobre as curvas características  $\delta(\beta)$  para cada tensão de confinamento.

Estas curvas, as quais consideram apenas a extensão do deslocamento correspondente ao comportamento dito “estático” (até 50 mm), são apresentadas na Figura 6.51, a qual mostra igualmente o conjunto de todas as curvas  $\delta(\beta)$  correspondentes aos ensaios de interface precedentes do tipo solo compactado-geossintético. É possível constatar que, para cada tensão de confinamento, as curvas  $\delta(\beta)$  representativas da ruptura do solo compactado encontram-se sempre à esquerda das curvas de ruptura correspondentes às interfaces solo compactado-geossintéticos, lisos ou de reforço, anteriormente ensaiados (exceto para a interface solo compactado-geomembrana).

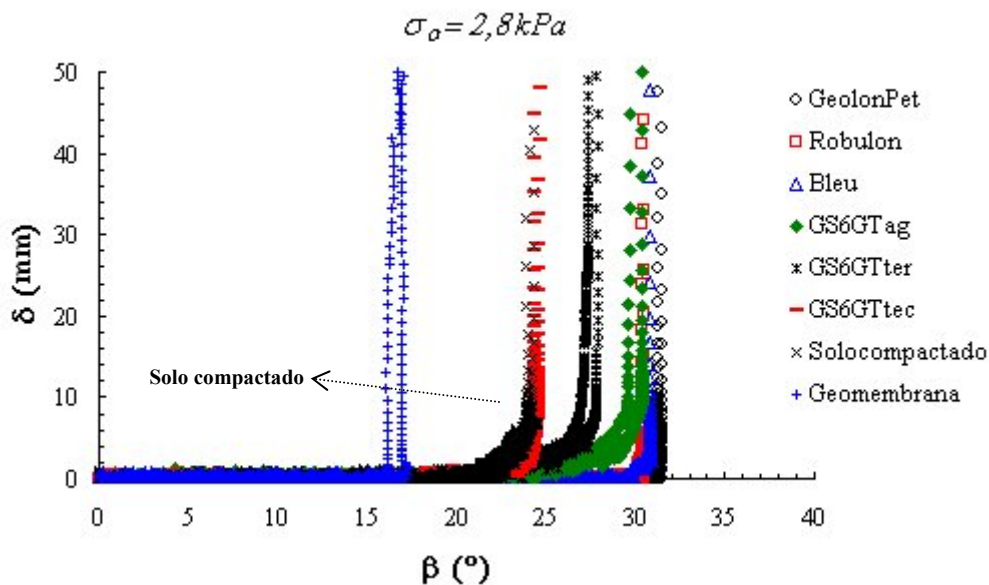


Figura 6.51. Curvas  $\delta(\beta)$  correspondentes a todas as interfaces (solo compactado-geossintético, solo compactado-solo compactado) ensaiadas.

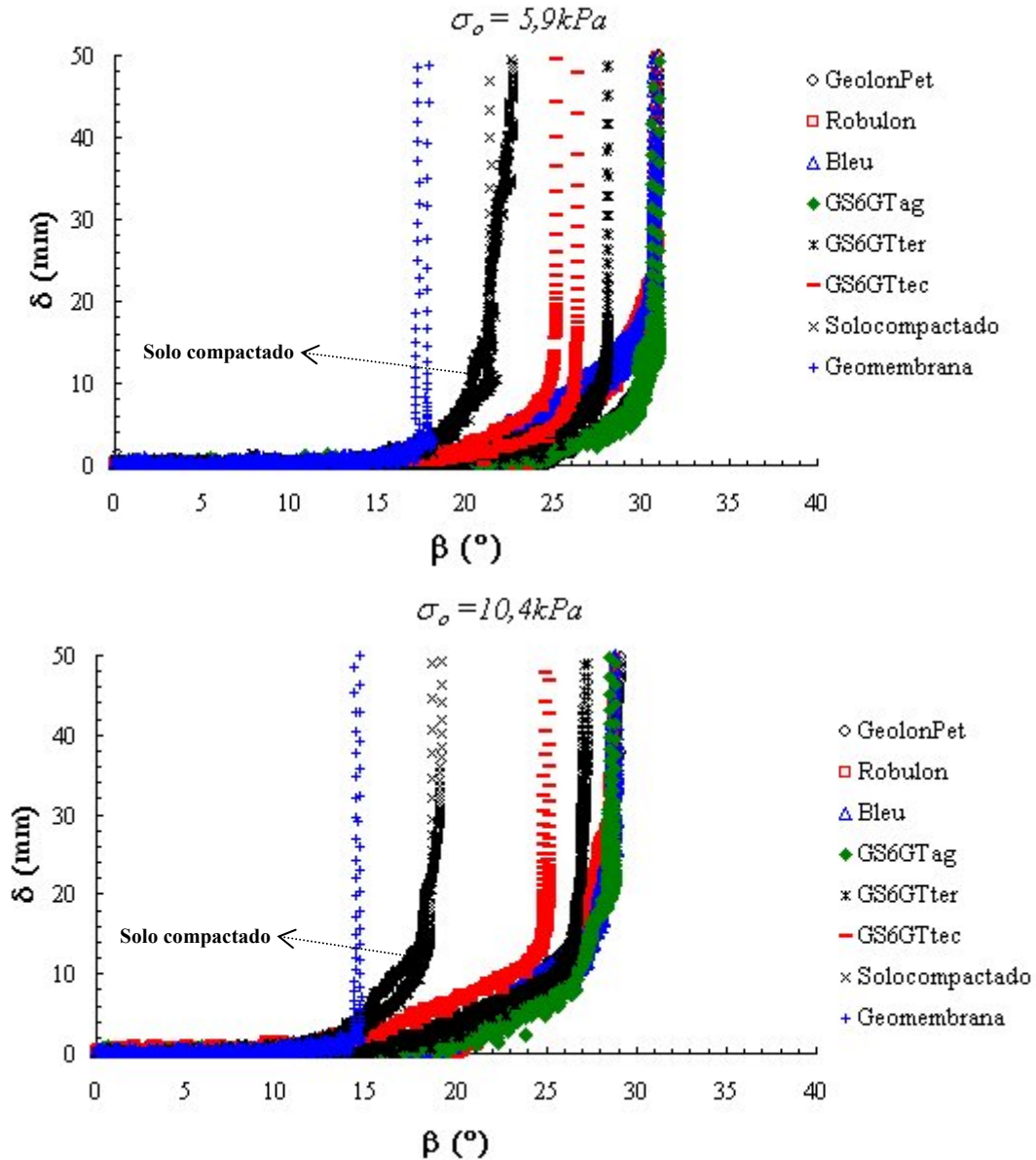


Figura 6.51. Continuação.

Ainda que o mecanismo de ruptura do solo compactado não se dê completamente no nível da interface, o valor  $\beta_{50}$  será utilizado para determinar o parâmetro  $\phi_{50}$  e, por conseguinte, para derivar a envoltória de atrito do solo e compará-la com as demais envoltórias geossintéticas, conforme Figura 6.52 a seguir.

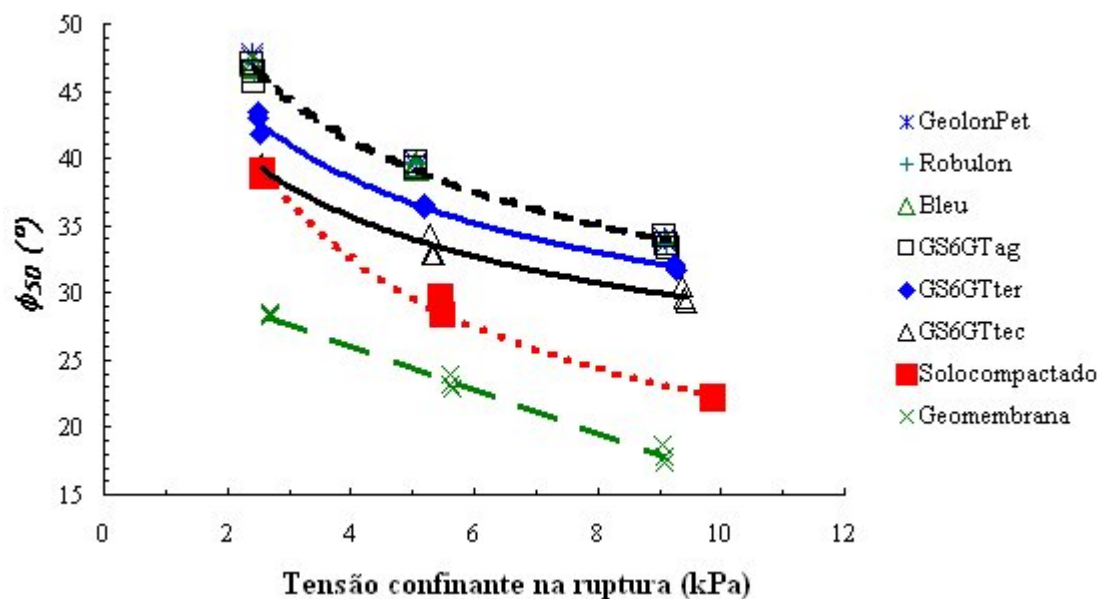


Figura 6.52. Envoltória de atrito estático de todas as interfaces (solo compactado-geossintético, solo compactado-solo compactado) ensaiadas.

Segundo as Figuras 6.51 e 6.52, os ensaios realizados para as interfaces do tipo solo compactado-geossintético mostram um ângulo de atrito estático ( $\phi_{50}$ ) superior àquele da interface solo compactado-solo compactado. Isto parece significar que, em caso de deslizamento de uma camada de solo de cobertura sobre uma interface geossintética (geotêxtil liso ou de reforço), o deslizamento se produzirá dentro da camada de solo e não na interface geossintética. Para fins comparativos, no caso de uma superfície mais lisa obtida com uma geomembrana, o atrito de interface é inferior àquele do solo, e o deslizamento se produzirá sobre a interface solo-geomembrana, e não dentro da camada de solo.

#### 6.4.5 Conclusões gerais: resistência ao cisalhamento de interfaces solo compactado-geossintético

A segunda parte deste capítulo tratou da resistência ao cisalhamento de interfaces solo compactado-geossintético. Buscou-se avaliar a resistência de interfaces correspondentes a um solo de cobertura compactado acima de geotêxteis de filtração (sem função de reforço, a priori), assim como acima de geossintéticos de reforço, especificamente projetados para aumentar a resistência desta interface. O conjunto dos resultados experimentais obtidos nos permite concluir que:

- i. É possível diferenciar os comportamentos resistentes de interfaces solo compactado-geossintético submetidas a baixa tensão normal por meio do equipamento plano inclinado;
- ii. Diferentemente das condições de derivação de  $\phi_o$ , o parâmetro  $\phi_{50}$  geralmente não se ajusta às condições estáticas, sendo a sua determinação não justificável teoricamente. Adicionalmente, visto que  $\beta_{50} > \beta_o$ , o valor de  $\phi_{50}$  superestima o valor de  $\phi_o$ , o qual corresponde de fato ao início do deslizamento. Consequentemente, a avaliação das condições de estabilidade de barreiras



compostas usando o  $\phi_{50}$  não é um procedimento seguro no caso de deslizamento do tipo gradual, pois neste caso  $\tan\phi_{50} > \tan\phi_0$ ;

- iii.  $\phi^{dyn}$  é um parâmetro de atrito relevante e que deve ser considerado em projeto. Ele é sistematicamente menor que  $\phi_{50}$ , sendo isto uma possível explicação de algumas rupturas observadas em campo;
- iv. A forma do diagrama  $\delta(\beta)$  é instrutiva e a diferença entre os deslizamentos do tipo gradual e brusco pode ser facilmente correlacionada ao intervalo entre  $\phi_0$  e  $\phi^{dyn}$ . Para uma barreira composta no limite de estabilidade, um comportamento do tipo deslizamento gradual é mais seguro que um do tipo deslizamento brusco;
- v. Para todas as interfaces ensaiadas, o atrito decresce significativamente quando a tensão normal (ou seja, a espessura da camada de cobertura) aumenta;
- vi. Intuitivamente, o senso comum sugere que a superfície do geossintético em contato com a camada de solo de cobertura constitui uma interface de baixa resistência ao cisalhamento, de modo que os fabricantes buscam meios de melhorar a rugosidade do geotêxtil em contato com o solo de cobertura. Os ensaios realizados para a interface solo-geotêxtil mostraram um ângulo de atrito superior àquele do solo. Assim, para as condições específicas de nossos ensaios (tipos de geotêxteis, tipo de solo e grau de compactação adotado), isto significa que, no caso de deslizamento de uma camada de cobertura sobre uma interface geotêxtil, o deslizamento se produzirá dentro da camada de solo e não sobre o geotêxtil. Para fins de comparação, no caso de uma interface lisa obtida com uma geomembrana de PEAD, o atrito de interface é inferior àquele do solo, e o deslizamento se produzirá sobre a interface solo-geomembrana e não no interior da camada de solo. Questiona-se, assim, a necessidade de emprego de geotêxteis de reforço segundo os métodos construtivos tradicionais, ou seja, questiona-se a necessidade de emprego destes geossintéticos a fim de reforçar a interface solo-geotêxtil suposta crítica;
- vii. O posicionamento de um geotêxtil rugoso ou de reforço (com uma resistência à tração apropriada) na parte média da camada de solo pode ser mais eficiente, visto que, por um lado, o atrito aumentaria com a redução da tensão normal, e por outro, o potencial de ruptura do solo seria reduzido pela redistribuição das tensões no geotêxtil. Contudo, é necessário empreender pesquisas que avaliem a pertinência ou não dessa proposição construtiva.

## 6.5 Resumo e conclusões

Esse capítulo reuniu o conjunto de informações e resultados relacionados ao trabalho experimental destinado a caracterizar, via a utilização do equipamento plano inclinado, a resistência de interfaces geossintéticas presentes em camadas de cobertura de aterros sanitários. Duas perspectivas de pesquisa foram contempladas, a primeira visando caracterizar a resistência ao cisalhamento de interfaces do tipo geomembrana-geoespaçador, considerando-se o efeito da deformação acumulada (ou deformação induzida) e a influência da posição relativa dos elementos geossintéticos de uma mesma interface; a segunda, visando caracterizar a resistência ao cisalhamento de interfaces do tipo solo compactado-geotêxtil.

De início, o equipamento plano inclinado modificado foi apresentado, assim como a fundamentação teórica necessária à interpretação dos dados de ensaios sobre ele realizados. Em adição ao parâmetro de atrito estático convencional prescrito pela norma Pr EN ISO 12957-2 (2001), dois novos parâmetros característicos do comportamento friccional de interfaces geossintéticas foram propostos, a saber, o ângulo de atrito correspondente ao início do deslocamento relativo ( $\phi_o$ ) e o ângulo de atrito dinâmico ( $\phi^{dyn}$ ), obtido com base em princípios da dinâmica. As particularidades metodológicas que permitem obter esses parâmetros foram igualmente descritas.

Os resultados correspondentes ao estudo experimental da resistência de interfaces geossintético-geossintético foram apresentados. No que concerne ao efeito do acúmulo de deformação superficial sobre o comportamento friccional das interfaces estudadas, constatou-se experimentalmente que os geossintéticos são sensíveis a esse processo, o qual pode incidir sobre as interfaces destes materiais sob as condições de serviço típicas a que estão sujeitos em obra. Considerando-se os fatores que foram avaliados nessa pesquisa, as mudanças das propriedades de atrito de interface resultantes da deformação induzida mostraram-se dependentes da constituição polimérica dos geossintéticos, da posição relativa entre os elementos da interface e da estrutura desses elementos.

Do ponto de vista da segurança da obra, particular interesse deve ser devotado ao caso em que a deformação superficial imposta acarreta uma deterioração das propriedades friccionais (redução do atrito de interface) e aumenta o impacto do mecanismo de deslizamento (mudança de deslizamento gradual ou stick-slip para deslizamento brusco).

No que concerne à influência da mudança da posição relativa entre os elementos da interface, verificou-se que os parâmetros de atrito de interfaces que contemplam geomembranas lisas de polietileno de alta densidade (PEAD) são sensíveis à inversão, não sendo constatado o mesmo para as interfaces com geomembranas lisas de polipropileno (PP) e polivinil clorado (PVC). Essa sensibilidade se manifestou tanto sobre os parâmetros estáticos (essencialmente  $\phi_{50}$ ), quanto sobre o parâmetro dinâmico ( $\phi^{dyn}$ ).

Por fim, foram apresentados os resultados da pesquisa relacionada à caracterização do atrito de interfaces solo compactado-geotêxtil. Por meio da metodologia de ensaio proposta, foi possível diferenciar os comportamentos resistentes destas interfaces sob condição de baixa tensão confinante. Com base nos resultados obtidos, discutiu-se a pertinência do parâmetro de atrito prescrito por norma ( $\phi_{50}$ ). Os parâmetros  $\phi_o$  e  $\phi^{dyn}$  mostraram-se relevantes e devem ser considerados em projeto. Foi demonstrado, também, o caráter instrutivo do diagrama de deslizamento correspondente a uma dada interface.

Para o intervalo de tensões confinantes empregadas nessa pesquisa e para todas as interfaces ensaiadas, constatou-se que o atrito decresce significativamente com o incremento da tensão normal. Os ensaios realizados para a interface solo-geotêxtil mostraram um ângulo de atrito superior àquele da interface solo-solo, significando que, para as condições específicas desses ensaios, no caso de deslizamento de uma camada de cobertura sobre uma interface geotêxtil, o deslizamento se produzirá dentro da camada de solo e não sobre o geotêxtil. Essa constatação levanta questionamentos quanto à necessidade de emprego de geotêxteis de reforço dessa interface.



## **7 RECHERCHE EXPERIMENTALE SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES INTERFACES AVEC GEOCOMPOSITES BENTONITIQUES**

---

### **7.1 Introduction**

Comme vu au chapitre 5, les géocomposites bentonitiques (GCBs) sont de plus en plus utilisés dans la composition des barrières hydrauliques des systèmes d'étanchéité au fond ou en couverture des centres de stockage de déchets, ce qui impose de contrôler la stabilité des interfaces impliquant ces produits (designées « interfaces GCB»). En effet, la faible résistance de la bentonite hydratée peut fournir une surface potentielle de glissement aux systèmes d'étanchéité incluant des GCBs. On a également vu que la majorité des données de résistance d'interface disponibles dans la littérature correspond à des résultats d'essais réalisés avec la boîte de cisaillement direct, de sorte que très peu d'informations issues des essais au plan incliné sont disponibles, alors que celui-ci a le mérite de permettre la réalisation d'essais sous de faibles contraintes normales sur l'interface et donc de reproduire d'une manière plus réaliste certaines conditions existant sur site.

Le but de la présente recherche est de caractériser la résistance des interfaces GCB présentes en couverture des centres de stockage de déchets, à l'aide de l'équipement plan incliné. On s'intéressera particulièrement aux interfaces Géomembrane-GCB et GCB-Géosynthétiques de drainage (Géospaceur et Géonet). Le comportement des interfaces Géomembrane-GCB sera évalué en considérant l'influence de phénomènes tels que le ruissellement d'eau entre les éléments de l'interface et l'exposition aux cycles humidification-séchage. En ce qui concerne les interfaces entre le GCB et les géosynthétiques de drainage, on s'intéressera à l'influence du temps d'hydratation de la composante bentonite, du type de géotextile de contact (tissé, non tissé) et de la condition superficielle du géosynthétique de drainage (sèche, humide) sur les propriétés résistantes des interfaces étudiées. La méthodologie d'essai proposée sera validée pour la caractérisation du comportement des interfaces avec GCBs, dans les conditions réelles d'un site et pour s'assurer de la stabilité mécanique du système d'étanchéité.

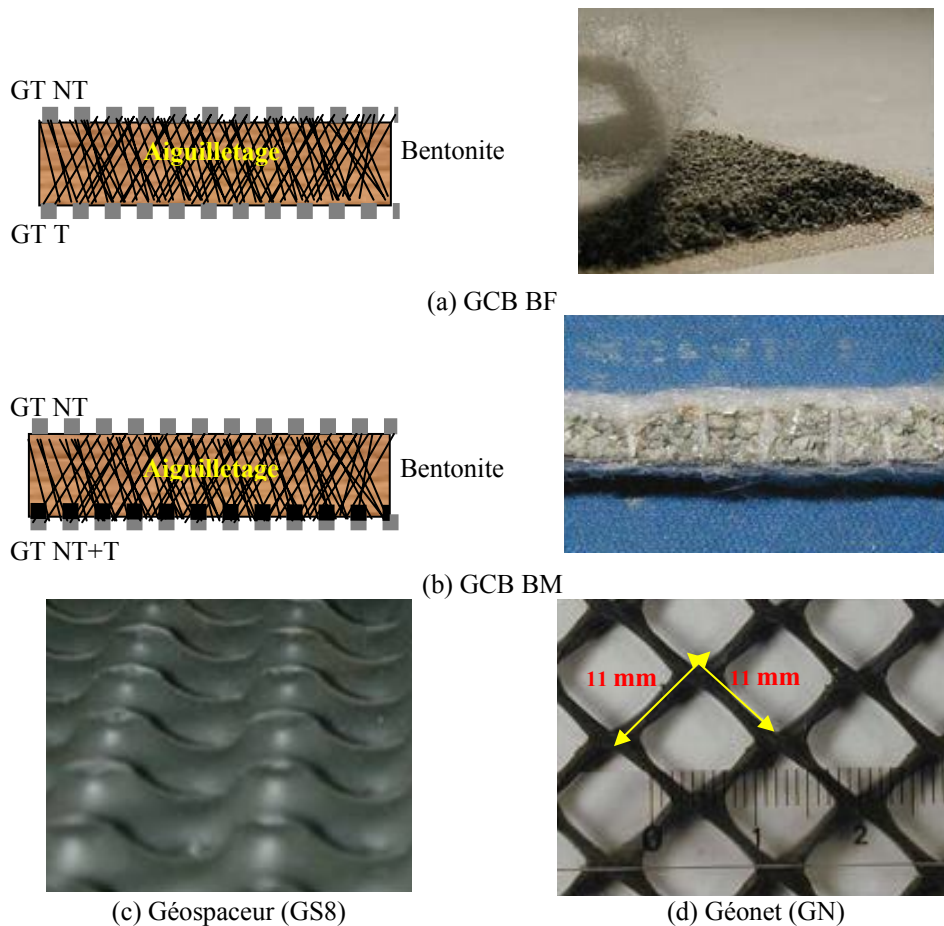
### **7.2 Matériaux**

Les matériaux utilisés dans ce programme de recherche sont identifiés dans le Tableau 7.1. et montrés sur la Figure 7.1. Pour les essais d'interface Géomembrane-GCB, on a utilisé des géomembranes lisses en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) et en PVC (Chlorure de PolyVinyle) et un GCB aiguilletté constitué de bentonite sodique naturelle (GCB Bentofix, ici désigné GCB BF). Pour les essais de résistance d'interface GCB-Géosynthétiques de drainage, on a utilisé deux GCBs aiguillettés constitués de bentonite sodique naturelle (GCB Bentofix et GCB Bentomat, ici désigné GCB BM) et deux géosynthétiques de drainage (Géospaceur et Géonet).

**Tableau 7.1. Caractéristiques des géosynthétiques employés dans ce programme de recherche sur les interfaces GCB.**

Produit	Matériel	Fabricant (notation)	Épaisseur (mm)
GCB	Bentonite sodique Géotextiles NT/T (5,7 kg/m <sup>2</sup> )*	Naue (GCB BF)	7
	Bentonite sodique Géotextiles NT/(NT+T) (5,5 kg/m <sup>2</sup> )*	CETCO (GCB BM)	6,5
Géomembrane	PEHD	Agru (GM <sub>PEHDc</sub> )	1,5
	PVC	Alkor (GM <sub>PVC</sub> )	1
Géospaceur	PEHD	Wavin (GS8)	8
Géonet	PEHD (610 g/m <sup>2</sup> )**	(GN)	4,4

Note: NT/T: Non Tissé/Tissé; NT/(NT+T): Non Tissé/Non Tissé avec film tissé de renforcement; \*Masse surfacique du GCB; \*\*Masse surfacique du Géonet ; le GCB est placé sur le plan-support pour les essais en interface avec les géomembranes et sur l'élément mobile pour les essais avec le géospaceur et le géonet.



**Figure 7.1. Matériaux géosynthétiques utilisés dans le programme de recherche sur les interfaces GCB.** Note: GT NT: Géotextile non tissé; GT T: Géotextile tissé; GT NT+T: Géotextile non tissé renforcé par film tissé.

## 7.3 Méthodologie d'essai

### 7.3.1 Introduction

D'abord, il faut dire que la face testée du GCB est celle correspondant aux conditions d'essai les plus probables sur site, c'est-à-dire la face non tissée (GT NT) en contact avec la géomembrane, la face tissée (GT T) ou la face non tissée renforcée par film tissé (GT NT+T) en contact avec le géospaceur et le géonet. Des contraintes de confinement de  $\sigma_0=5,1$  kPa (correspondant à peu près 30 cm d'une couche de sol tel que  $\gamma_h=16$  kN/m<sup>3</sup>) et  $\sigma_0=9,3$  kPa (correspondant à peu près 60 cm de sol) ont été considérés dans les essais d'interface au plan incliné.

### 7.3.2 Plan incliné modifié pour les essais de ruissellement d'eau

Pour obtenir les paramètres de résistance au cisaillement des interfaces GCB sous de faibles contraintes de confinement, la même configuration d'essai destinée à la caractérisation du frottement d'interface géosynthétique-géosynthétique vue au chapitre 6 et rappelée dans la Figure 7.2 a été utilisée. Le GCB est placé sur le plan-support pour les essais en interface avec la géomembrane et sous l'élément mobile pour les essais avec le géospaceur et le géonet.

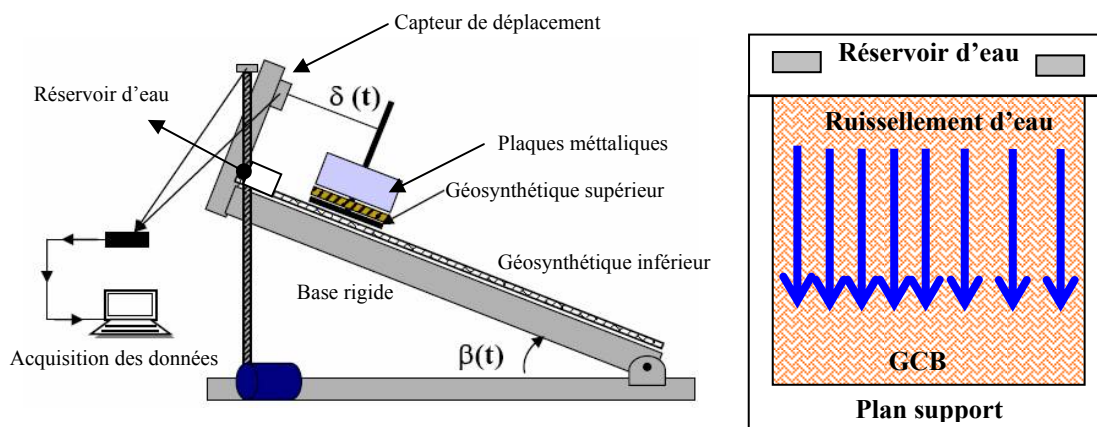


Figure 7.2. Schéma de l'essai au plan incliné modifié pour les essais de ruissellement d'eau.

Rappelons que l'angle de frottement d'interface pour la condition statique limite est obtenu à partir de l'angle d'inclinaison  $\beta$  correspondant au déplacement  $\delta=50$  mm [Pr EN ISO 12957 (2001)]. En plus de ce paramètre  $\beta_{50}$ , le paramètre  $\beta_0$  décrit auparavant est déterminé pour  $\delta=1$  mm. Pour évaluer l'influence du ruissellement d'eau sur la stabilité du système, un réservoir amont a été adapté au niveau du système d'ancrage du géosynthétique inférieur posé sur la base rigide (plan support).

Ce réservoir permet l'alimentation d'une mince lame d'eau sur l'interface pendant la durée de l'essai. Le plan support sur lequel est posé le géosynthétique inférieur (GCB) correspond à un bac rectangulaire en acrylique de dimensions 130 cm x 80 cm x 4 cm (longueur x largeur x hauteur). L'eau de ruissellement est canalisée grâce à des parois latérales disposées de chaque côté du bac et est collectée à l'extrémité inférieure du plan support. Les détails de ce dispositif sont visibles sur la Figure 7.3. Le ruissellement d'eau était imposé dès le début de l'essai, c'est-à-dire, à partir de  $\beta=0^\circ$ .

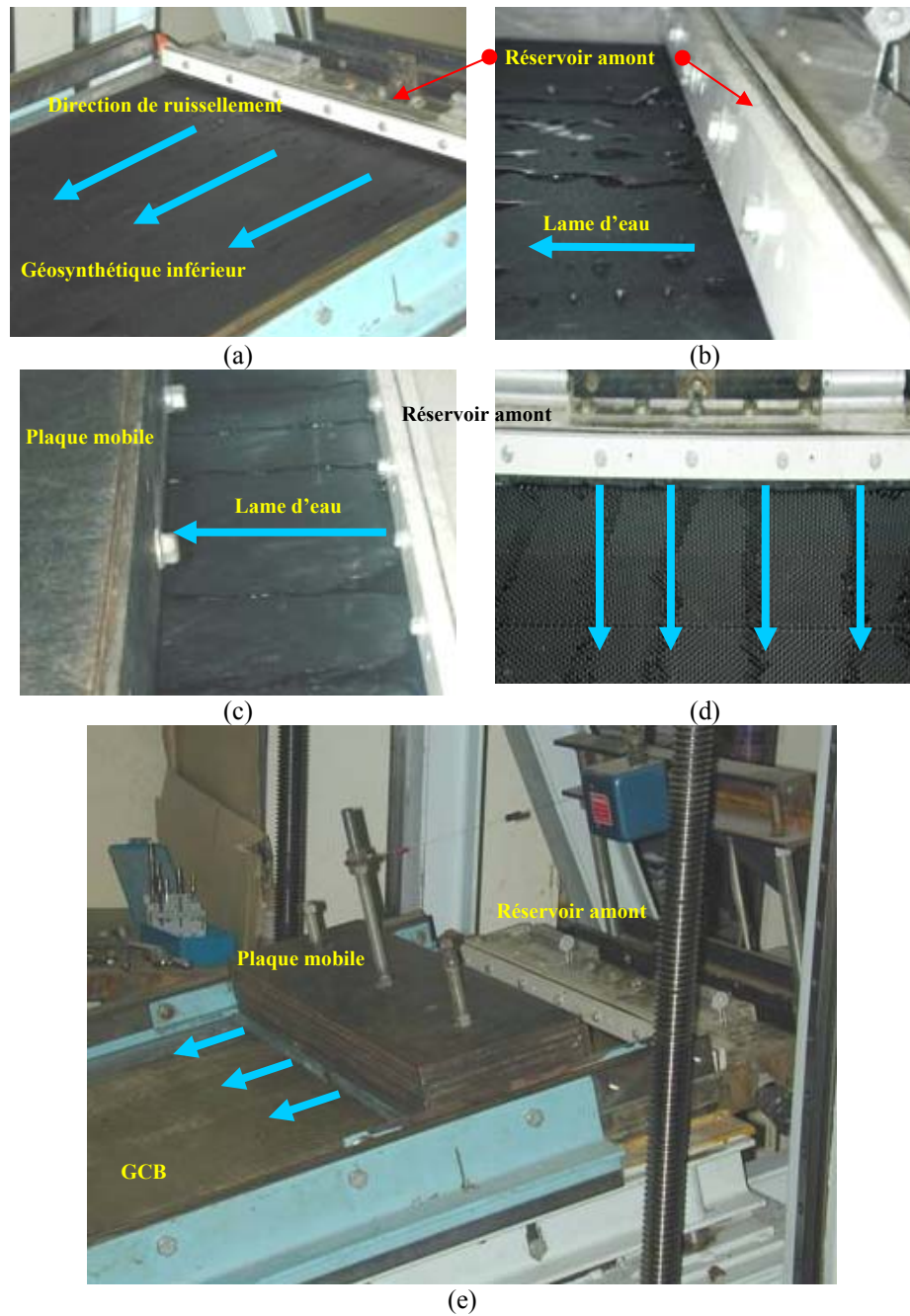


Figure 7.3. Équipement plan incliné modifié pour permettre la réalisation d'essais de ruissellement d'eau sur l'interface: (a) plan support avec réservoir amont; (b) détails du réservoir d'alimentation d'eau; (c) lame d'eau qui sort du réservoir amont vers la surface géosynthétique inférieure; (d) vue de face des lames d'eau qui ruissellent sur la surface du géosynthétique inférieur; (e) exemple d'essai.

### 7.3.3 Préparation des échantillons de GCB

#### 7.3.3.1 Hydratation sous confinement

Les échantillons de GCB destinés aux essais d'interface avec les géomembranes ont été hydratés sous confinement selon la procédure présentée ci-dessous (Fig. 7.4).





**Figure 7.4. Hydratation sous confinement des échantillons de GCB destinés aux essais d'interface avec les géomembranes: (a) échantillon de GCB coupé; (b) bac de confinement avec géotextile au fond; (c) mise en place de l'échantillon de GCB à l'intérieur du bac; (d) géotextile de protection posé sur l'échantillon de GCB; (e) contrainte de confinement appliquée par des graviers calibrés; (f) mise en place de l'eau d'hydratation du GCB au-dessus du gravier.**

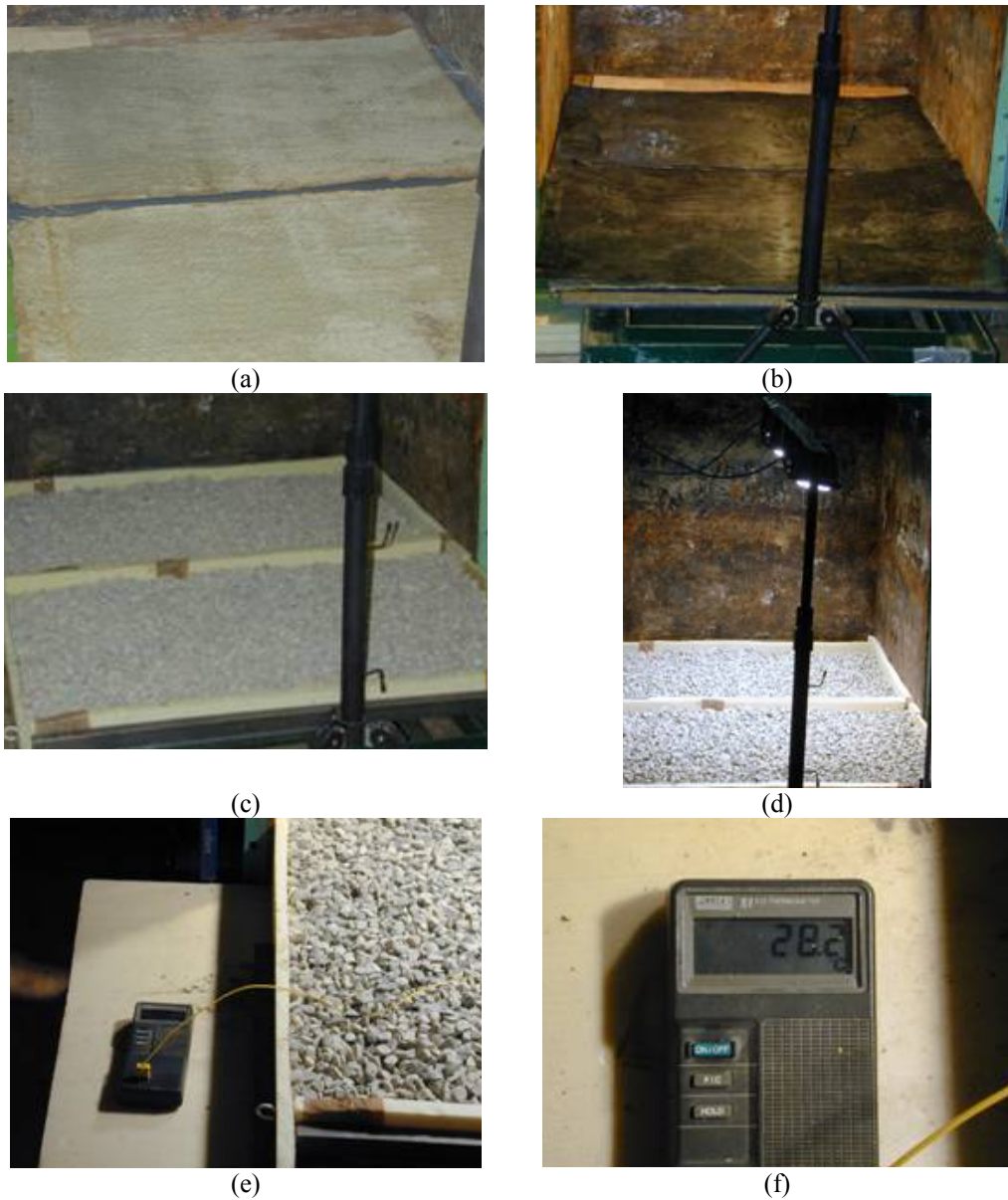
Les échantillons de dimension 70 cm x 100 cm sont coupés du rouleau de GCB (Fig. 7.4a) et sont placés dans des bacs de dimensions similaires, dont l'intérieur est revêtu d'une nappe géotextile (Fig. 7.4b,c). Une autre nappe géotextile est placée sur la surface supérieure du GCB (Fig. 7.4d) pour empêcher l'endommagement possible occasionné par le poinçonnement du gravier (Fig. 7.4e). L'eau d'hydratation de l'échantillon est alors versée sur la surface du gravier. Au bout de 3 jours d'absorption d'eau par l'échantillon, l'excès d'eau qui reste dans le bac est drainé vers l'extérieur. Au bout de 14 jours d'hydratation sous confinement, les échantillons sont soumis aux essais au plan incliné. La contrainte de confinement des échantillons pendant l'hydratation correspond à 5,1 kPa.

### 7.3.3.2 Dessiccation des échantillons de GCB hydratés

Dans le but de vérifier le comportement des interfaces Géomembrane-GCB après dessiccation du GCB, une chambre de dessiccation a été construite pour sécher les



échantillons de GCB préalablement hydratés dans les bacs d'hydratation sous confinement (Fig. 7.5).



**Figure 7.5.** Chambre de dessiccation destinée au séchage des échantillons de GCB hydratés: (a) échantillons de GCB hydratés; (b) géomembrane posée sur l'échantillon de GCB hydraté; (c) couche de gravier destinée à maintenir le contact entre la géomembrane et le GCB; (d) système de chauffage; (e) et (f): thermomètre digital.

Sur la surface supérieure du GCB (Fig. 7.5a), une géomembrane en PEHD (épaisseur 1,5 mm) est placée pour transmettre et répartir la chaleur à l'échantillon hydraté de GCB (Fig. 7.5b). Une couche de gravier était posée sur la géomembrane juste pour améliorer la condition de contact entre la géomembrane et le GCB (Fig. 7.5c). Le chauffage est assuré par un ensemble de lampes distribuées le long d'une tige horizontale qui couvre toute la surface du montage (Fig. 7.5d). Un thermomètre digital (Fig. 7.5e,f) permet de déterminer la température sur la surface du gravier, laquelle a varié de 27°C à 29°C pendant les 20 jours de dessiccation imposée. Au bout des 20 jours, les échantillons de GCB sont testés au plan incliné.

### 7.3.3.3 Hydratation libre du GCB

Quelques essais d'interface GCB-Géosynthétiques de drainage ont été réalisés sous condition d'hydratation libre des échantillons de GCB. Dans ce cas, les échantillons sont posés dans un bac et on verse de l'eau sur la surface du géotextile supérieur non tissé jusqu'à la formation d'une colonne d'eau de 5 cm. Le temps d'immersion est de 7 minutes et les échantillons sont ensuite immédiatement placés dans des sacs plastiques fermés pour des temps d'hydratation sans confinement de 90 minutes ou 300 minutes. Après cette hydratation, les échantillons sont testés au plan incliné.

## 7.4 Résultats

### 7.4.1 Essais de résistance au cisaillement des interfaces Géomembrane-GCB

Des échantillons de GCB BF ont été utilisés dans le but d'évaluer le comportement d'interface de ce produit lorsqu'il est mis en contact avec des géomembranes sous de faibles contraintes de confinement. Ces études caractérisent le comportement résistant des géomembranes lisses en PEHD ou en PVC en contact avec la face géotextile non tissée des échantillons de GCB BF.

#### 7.4.1.1 Interface Géomembrane PEHDc-GCB BF

Des échantillons de GCB BF hydratés sous la contrainte de confinement de 5,1 kPa ont d'abord été soumis à la même contrainte  $\sigma_0=5,1$  kPa pendant l'essai d'interface avec la géomembrane en PEHD ( $GM_{PEHDc}$ ). On cherche à évaluer le comportement de cette interface dans les conditions suivantes : i) avec des échantillons de GCB BF hydratés ; ii) avec des échantillons de GCB BF préalablement hydratés puis soumis à la dessiccation; iii) avec des échantillons soumis à dessiccation et au ruissellement d'eau sur l'interface avec la géomembrane.

La Figure 7.6 présente l'ensemble des courbes  $\delta(\beta)$  correspondant à chacune des conditions étudiées. Le Tableau 7.2 présente les valeurs respectives des paramètres  $\beta_{50}$  et  $\beta_0$ . Il faut préciser que deux échantillons ont été utilisés pour chaque condition d'essai.

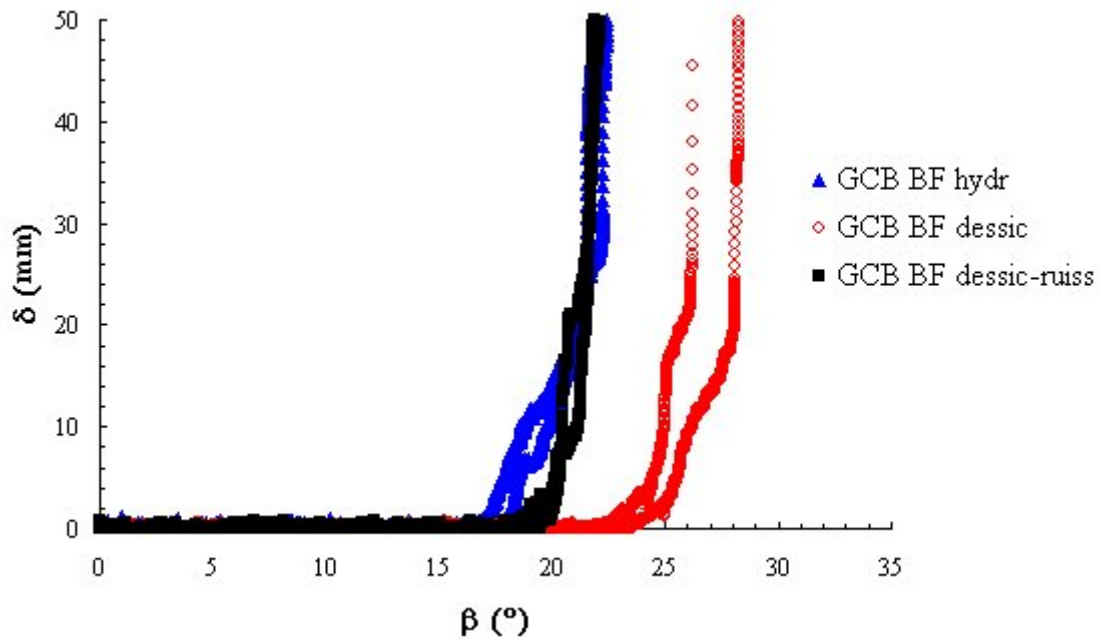


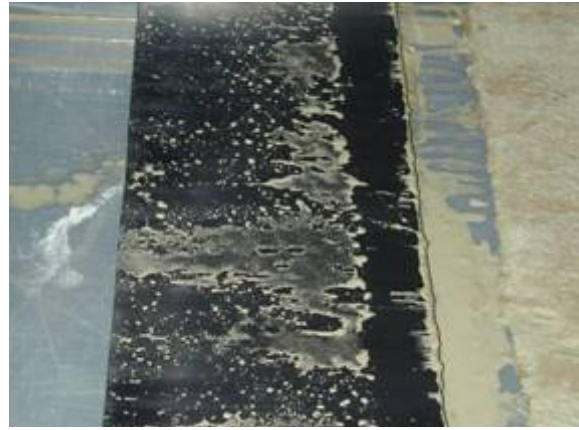
Figure 7.6. Courbes  $\delta(\beta)$  représentatives de l'interface  $GM_{PEHDC}$ -GCB BF soumise à  $\sigma_o=5,1$  kPa. Note: GCB BF hydr: échantillon de GCB BF hydraté; GCB BF dessic: échantillon de GCB BF soumis à la dessication; GCB BF dessic-ruiss: échantillon de GCB BF soumis à la dessication et au ruissellement d'eau.

Tableau 7.2. Résumé des résultats d'essai au plan incliné correspondant à l'interface  $GM_{PEHDC}$ -GCB BF sous  $\sigma_o=5,1$  kPa.

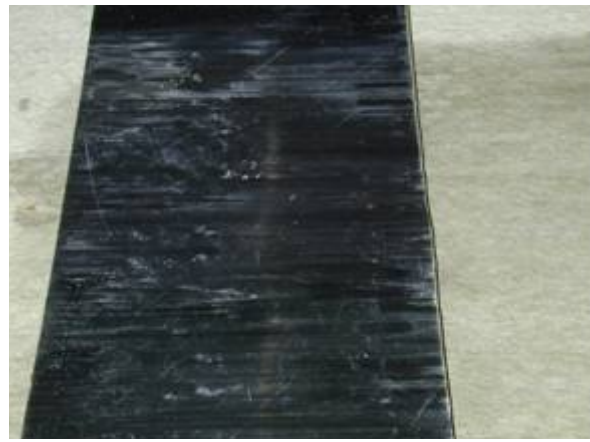
Condition du GCB	N° de l'essai	Teneur en eau de la bentonite (%)	$\beta_o$ (°)	Moyenne (°)	$\beta_{50}$ (°)	Moyenne (°)
Hydraté	1	198	17,2	17,6	21,9	22,1
	2	224	18,0		22,4	
Hydraté-desséché	1	162 (50)*	23,1	23,6	26,2	27,3
	2	187 (56)*	24,1		28,3	
Desséché-Ruissellement	1	ND	18,8	19,3	21,9	22,0
	2	ND	19,8		22,1	

(\*)\*: teneur en eau de la bentonite sur la surface géotextile du GCB BF desséché; ND: Non Déterminée.

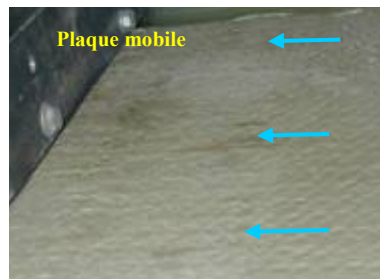
L'ensemble de ces résultats permet de constater que cette interface Géomembrane-GCB hydraté puis soumis à la dessication voit ses propriétés de frottement augmenter de l'ordre de 5°, conduisant à une configuration plus stable grâce à ce processus. Cette augmentation de résistance se répercute sur les paramètres  $\beta_{50}$  et  $\beta_o$ , ce qui correspond au début de la mobilisation du déplacement relatif de la géomembrane par rapport au GCB. Par contre, lorsque cette même interface soumise à dessication est ensuite soumise au ruissellement d'eau, la résistance d'interface du système retrouve la même valeur que celle correspondant à la condition d'hydratation d'origine. La Figure 7.7 permet d'illustrer ces résultats expérimentaux.



(a) interface Géomembrane PEHDc-GCB BF hydraté



(b) interface Géomembrane PEHDc-GCB BF soumise à dessication



(c) interface Géomembrane PEHDc-GCB BF soumise à dessication et au ruissellement d'eau

**Figure 7.7. Détails des aspects superficiels des échantillons de GCB et de Géomembrane pour chaque condition d'essai au plan incliné sur l'interface  $GM_{PEHDc}$ -GCB BF sous  $\sigma_o=5,1$  kPa.**

Pour l'interface  $GM_{PEHDc}$ -GCB BF hydraté, il est possible de noter sur la Figure 7.7a que la surface de la géomembrane testée présente une fine couche de bentonite probablement extrudée au travers du géotextile supérieur du GCB BF à cause du confinement appliqué et qui influe sur la résistance d'interface pendant la mobilisation du déplacement relatif. Le processus de dessication du GCB BF hydraté enlève de la fluidité à la bentonite superficielle, ce qui conduit à une augmentation de la résistance d'interface, qui est mobilisée soit par cette bentonite superficielle plus sèche, soit par le géotextile non tissé supérieur du GCB BF. L'aspect de la surface de la géomembrane après l'essai confirme ce fait (Fig. 7.7b). La teneur en eau moyenne de cette couche de bentonite présente sur la surface géotextile après dessication était  $w=53\%$ , valeur



nettement plus petite que la teneur en eau de la bentonite dans son état d'hydratation d'origine, correspondant à  $w=211\%$  en moyenne.

En ce qui concerne la dernière condition d'essai, il est probable que l'humidification de l'interface due au ruissellement d'eau imposé à l'amont redonne à la bentonite superficielle soumise à dessiccation la même consistance que celle de la bentonite d'origine extrudée (correspondant à la première condition d'essai : GCB BF hydraté). En effet, lorsque le GCB BF est préalablement soumis à dessiccation puis humidifié par l'eau de ruissellement, on constate une lubrification de l'interface (Fig 7.7c), portant la résistance au glissement à la même valeur que celle correspondant à l'interface avec échantillon de GCB BF hydraté. Dans ce cas, il est possible de noter cependant qu'on ne retrouve pas exactement la caractéristique correspondant à la condition d'hydratation d'origine pour le paramètre  $\beta_0$  correspondant à la mobilisation du déplacement initial, ce qui est probablement dû à une lubrification non uniforme de la bentonite superficielle en contact avec la géomembrane. Un plus grand temps d'exposition de l'interface au ruissellement d'eau effacerait probablement cette différence entre les valeurs de  $\beta_0$ .

Une autre configuration d'essai a été prise en compte, pour évaluer l'effet du ruissellement d'eau sur cette même interface  $GM_{PEHDC}$ -GCB BF hydraté. Il s'agit d'essais réalisés sur des échantillons de GCB BF hydratés sous une contrainte de confinement de 5,1 kPa, mais testés au plan incliné sous  $\sigma_o=9,3$  kPa. Le but était de reproduire une situation où le GCB est d'abord soumis à une couche de couverture provisoire correspondant à 5,1 kPa de confinement, donc hydraté sous cette condition, mais postérieurement soumis à une contrainte de confinement plus grande due à la couverture définitive. Des échantillons de GCB intacts ont été utilisés pour les deux conditions d'essai, c'est-à-dire, avec et sans ruissellement d'eau. Les résultats sont présentés sur la Figure 7.8 et dans le Tableau 7.3.

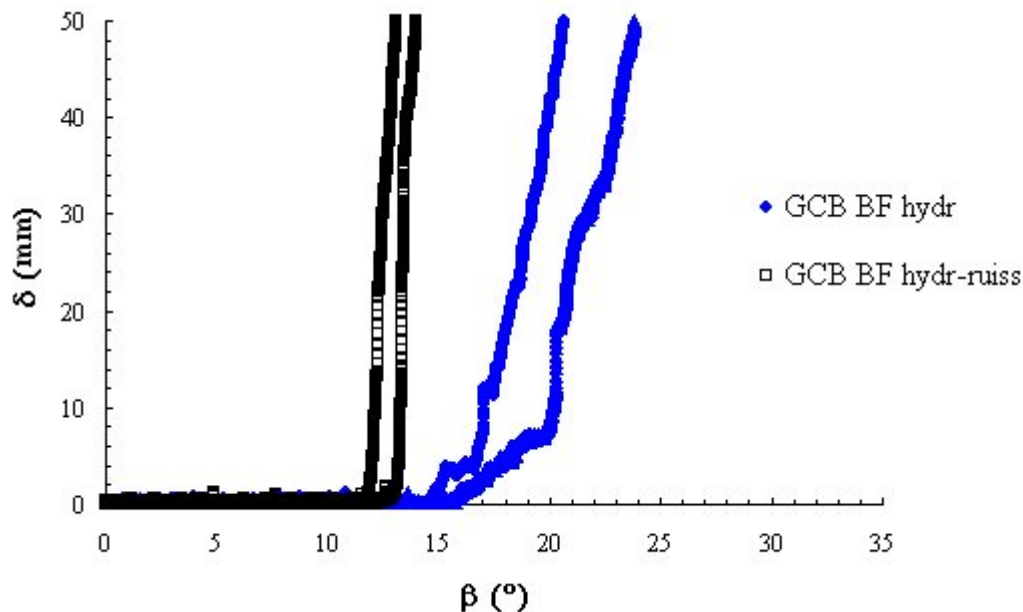
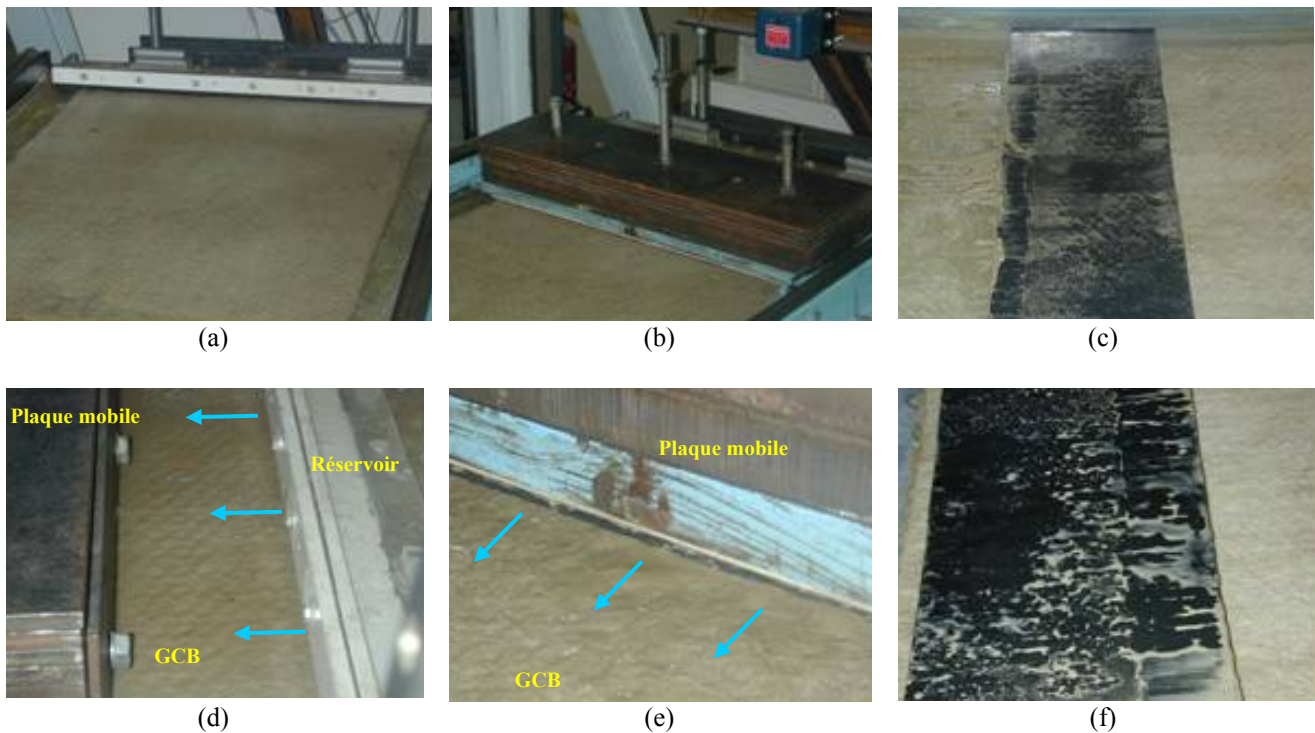


Figure 7.8. Courbes  $\delta(\beta)$  représentatives de l'interface  $GM_{PEHDC}$ -GCB BF soumise à  $\sigma_o=9,3$  kPa.  
Note: GCB BF hydr: échantillon de GCB BF hydraté; GCB BF hydr-ruiss: échantillon de GCB BF hydraté soumis au ruissellement d'eau.

**Tableau 7.3. Résumé des résultats d'essai au plan incliné correspondant à l'interface GM<sub>PEHDC</sub>-GCB BF ( $\sigma_o=9,3$  kPa).**

Condition du GCB	N° de l'essai	Teneur en eau de la bentonite (%)	$\beta_0$ (°)	Moyenne (°)	$\beta_{50}$ (°)	Moyenne (°)
Hydraté	1	163	16,0	15,5	23,9	22,3
	2	166	14,9		20,7	
Hydraté-Ruissellement	1	161	11,5	12,2	13,1	13,5
	2	167	12,9		14,0	

Les détails des essais sont donnés dans la Figure 7.9.



**Figure 7.9. Détails des aspects superficiels des échantillons de GCB et de Géomembrane pour chaque condition d'essai au plan incliné sur l'interface GM<sub>PEHDC</sub>-GCB BF sous  $\sigma_o=9,3$  kPa: (a) échantillon de GCB BF hydraté; (b) assemblage de l'essai d'interface GM<sub>PEHDC</sub>-GCB BF hydraté; (c) aspect de la surface de la géomembrane après l'essai; (d) alimentation d'eau à l'amont de l'interface GM<sub>PEHDC</sub>-GCB BF; (e) lame d'eau qui sort à l'aval de l'interface pendant l'essai de ruissellement d'eau; (f) aspect de la surface de la géomembrane après l'essai sous le ruissellement d'eau.**

Pour ce niveau de confinement, les résultats des essais sur échantillons de GCB BF hydratés sont visuellement similaires à ceux des essais à 5,1 kPa. Il est possible d'identifier les marques de bentonite humide sur la surface de la géomembrane (Fig. 7.9 c), qui détermine probablement le comportement résistant de l'interface. Pour les essais sous ruissellement d'eau, malgré une meilleure condition de contact de l'interface Géomembrane-GCB du fait de la contrainte de confinement appliquée, on constate qu'une mince lame d'eau s'écoule à l'amont de l'interface et sort à l'aval, probablement en raison des irrégularités superficielles et de la bonne transmissivité des géotextiles. Cette lame d'eau permet une lubrification supplémentaire de la bentonite extrudée par le confinement, qui gagne en fluidité (Fig 7.9f). Ce phénomène affecte fortement les propriétés résistantes de l'interface avec une réduction de l'angle

de glissement  $\beta_{50}$  de l'ordre de  $9^\circ$ . Le paramètre  $\beta_o$  est aussi affecté, mais dans une moindre mesure. On note également que le ruissellement d'eau au niveau de l'interface modifie le mécanisme de glissement de la géomembrane au dessus du GCB: conversion du glissement progressif en glissement brutal, donc plus dangereux. Par contre, il est très probable que les surpressions générées par l'eau qui ruissale au niveau de l'interface soient non négligeables et justifient le fort écart observé par rapport la condition hydratée. Dans ce cas, cette surpression serait donc responsable par une réduction de la contrainte normale effective, ce qui entraîne une réduction de l'angle de frottement d'interface.

Il est aussi important de discuter les résultats obtenus pour l'interface  $GM_{PEHDc}$ -GCB BF pour les deux contraintes de confinement employées, c'est-à-dire,  $\sigma_o=5,1$  kPa et  $\sigma_o=9,3$  kPa. En ce qui concerne les essais réalisés sur les échantillons hydratés, les respectifs angles de glissement (représentés par  $\beta_{50}$ ) pour chaque niveau de confinement sont présentés sur la Figure 7.10, où on constate qu'il n'y a pas de différence des valeurs lorsqu'on considère ces contraintes appliquées.

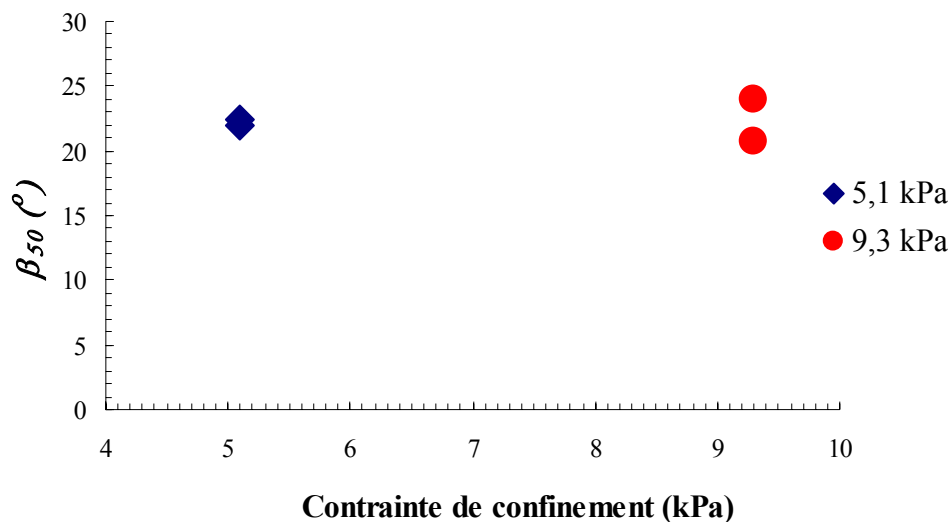


Figure 7.10. Influence de la contrainte de confinement sur l'angle de frottement de l'interface  $GM_{PEHDc}$ -GCB BF hydraté.

On a vu que les échantillons de GCB hydratés soumis aux essais ont été consolidés sous une contrainte correspondant à 5,1 kPa. Pour la contrainte d'essai correspondant à 9,3 kPa, il n'est pas probable que l'échantillon de GCL ait du temps suffisant pour consolider sous cette charge parce que le temps d'exposition à ce niveau de confinement a été petit. Donc, il est probable que l'essai se passe sous des conditions essentiellement non drainées au niveau de l'interface et que les pressions interstitielles générées par ce confinement plus grand que la contrainte de consolidation pendant l'hydratation soient non négligeables en surface et justifient le plus faible frottement apparent sous 9,3 kPa que sous 5,1 kPa, ce qui est observé, puisque l'échantillon consolidé sous 5,1 kPa est donc en état de sous-consolidation au début du chargement sous 9,3 kPa.

#### 7.4.1.2 Interface Géomembrane PVC-GCB BF

Dans le cas de cette interface, la résistance d'interface de la géomembrane en PVC ( $GM_{PVC}$ ) en contact avec le GCB sec (non hydraté) sert de référence, ce qui correspond

au contact entre la géomembrane et le géotextile non tissé supérieur du GCB. Des essais correspondant à cette même interface ont ensuite été réalisés, mais avec des échantillons de GCB hydratés sous la contrainte de confinement de 5,1 kPa et soumis à la contrainte d'essai  $\sigma_o=9,3\text{kPa}$ . On cherche à évaluer le comportement d'interface pour les conditions suivantes du GCB: *i)* des échantillons de GCB BF secs; *ii)* des échantillons de GCB BF hydratés ; et *iii)* des échantillons de GCB BF soumis à dessiccation et au ruissellement d'eau sur l'interface avec la géomembrane.

La Figure 7.11 présente l'ensemble des courbes  $\delta(\beta)$  correspondant à chaque condition étudié. Le Tableau 7.4 présente les valeurs correspondantes des paramètres  $\beta_{50}$  et  $\beta_o$ .

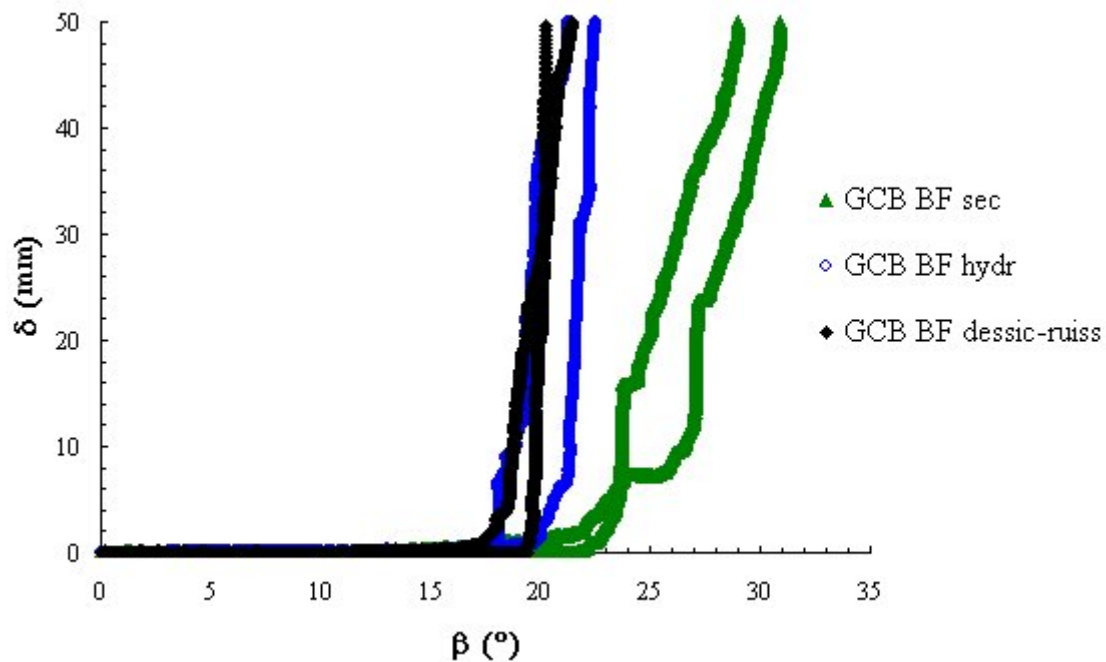


Figure 7.11. Courbes  $\delta(\beta)$  représentatives de l'interface  $\text{GM}_{\text{PVC}}$ -GCB BF soumise à  $\sigma_o=9,3\text{ kPa}$ .  
Note: GCB BF sec: échantillon de GCB BF sec (non hydraté); GCB BF hydr: échantillon de GCB BF hydraté; GCB BF dessic-ruiss: échantillon de GCB BF soumis à la dessiccation et au ruissellement d'eau.

Tableau 7.4. Résumé des résultats d'essai au plan incliné correspondant à l'interface  $\text{GM}_{\text{PVC}}$ -GCB BF ( $\sigma_o=9,3\text{ kPa}$ ).

Condition du GCB	N° de l'essai	Teneur en eau de la bentonite (%)	$\beta_o$ (°)	Moyenne (°)	$\beta_{50}$ (°)	Moyenne (°)
Sec	1	21	22,5	20,8	30,9	30,0
	2	21	19,2		29,0	
Hydraté	1	146	19,9	19,0	22,5	21,9
	2	140	18,1		21,3	
Desséché-Ruissellement	1	101	19,5	18,4	21,4	20,8
	2	94	17,4		20,2	

Comme prévu, la perte de résistance d'interface du système qui contient le GCB BF hydraté est significative comparativement à la condition non hydratée (sèche) de cette barrière géosynthétique. Dans les conditions de l'essai, cette perte correspond à une différence de l'ordre de 8° pour le paramètre  $\beta_{50}$ , et curieusement plus petite pour  $\beta_o$  (1 à 3°). Comme pour la géomembrane en PEHD, il est possible de noter que le



ruissellement d'eau sur la surface desséchée du GCB BF conduit la résistance de l'interface  $GM_{PVC}$ -GCB BF à une valeur similaire à celle correspondant à l'interface avec l'échantillon de GCB hydraté. On peut en déduire les mêmes conclusions que pour l'interface  $GM_{PEHDc}$ -GCB BF, c'est-à-dire qu'il est probable que l'humidification de l'interface par le ruissellement d'eau fluidifie la bentonite superficielle desséchée pour l'amener à la même consistance que celle de la bentonite hydratée d'origine, extrudée sur la surface géotextile du GCB BF. La Figure 7.12 montre l'aspect superficiel de la géomembrane en PVC après les essais de ruissellement d'eau.

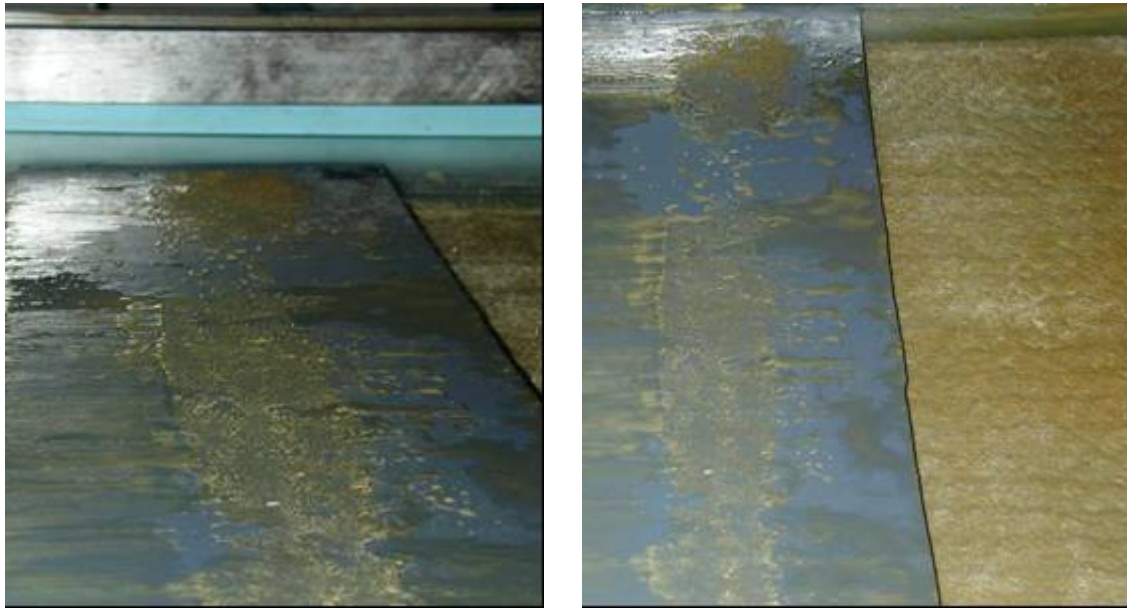


Figure 7.12. Détails de l' aspect de la surface des échantillons de géomembrane en PVC après les essais ( $\sigma_v=9,3$  kPa) de ruissellement d'eau sur les échantillons de GCB soumis préalablement à la dessiccation.

## 7.4.2 Essais de résistance au cisaillement des interfaces GCB-Géosynthétiques de drainage

### 7.4.2.1 Introduction

Si on considère le caractère multifonctionnel des éléments composants d'un système d'étanchéité d'une couche de couverture d'un centre de stockage de déchets, le GCB peut être mis en contact avec des géosynthétiques de drainage soit au-dessus (dans le but de collecter les eaux de pluie et d'éviter leur infiltration vers les déchets), soit au-dessous de lui (dans le but de collecter le biogaz issu de la décomposition des déchets).

Comment vu au chapitre 5, il existe très peu de données dans la littérature concernant la résistance au cisaillement d'interface avec GCBs et la plupart des données correspondent à l'interface du type Géomembrane-GCB. Pour combler cette lacune, des échantillons de GCB BF et GCB BM ont été testés ici pour évaluer le comportement d'interface de ces produits en contact avec un géonet ou un géospaceur. Dans ce cas, c'est le GCB qui se trouve au-dessus des géosynthétiques de drainage pour simuler la position habituelle sur site. La contrainte de confinement des essais est  $\sigma_v=5,1$  kPa.

#### 7.4.2.2 Interface GCB BF-Géospaceur

En fonction du caractère intrusif du géospaceur de 8 mm (GS8) dont les particularités structurales peuvent être observées sur la Figure 7.13, des essais ont été menés pour évaluer comment l'évolution de la teneur en eau de la bentonite, et donc l'évolution de la rigidité du GCB, interviennent dans la mobilisation de la résistance d'interface.

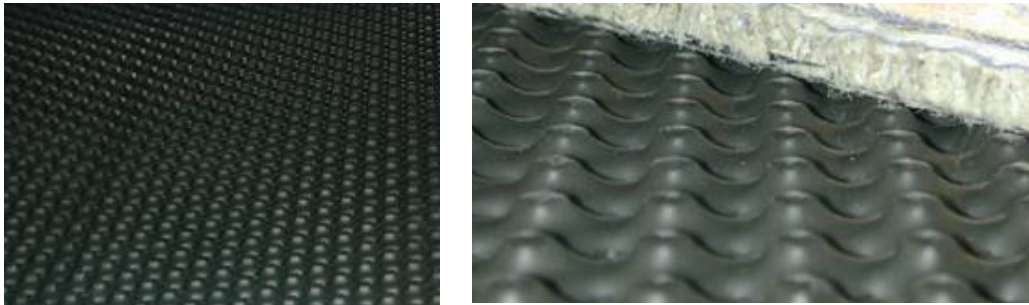


Figure 7.13. Structure du géospaceur de 8 mm (GS8) d'épaisseur utilisé dans les essais d'interface avec des échantillons de GCB.

Des échantillons de GCB BF hydratés ont donc été testés en contact avec le géospaceur en considérant des durées d'hydratation de la bentonite de 90 minutes (1,5 heures), 300 minutes (5 heures) et 14 jours. Pour les deux premières durées, les échantillons ont été hydratés sans confinement, ce qui est représentatif de l'hydratation du GCB pendant la phase de mise en place (ou mise en oeuvre), donc avant l'application du confinement par ajout du sol de couverture. Pour la durée d'hydratation de 14 jours, les échantillons ont été soumis en continu à la contrainte de confinement du projet (5,1 kPa), ce qui est représentatif de la situation où, dès sa mise en place et son hydratation avec le versement d'eau, le GCB est soumis à la contrainte de confinement due au sol de couverture. Dans une dernière étape, un échantillon de GCB BF hydraté pendant 14 jours a été testé sur la surface du géospaceur surmontée d'une mince pellicule d'eau, comme illustré sur la Figure 7.14.

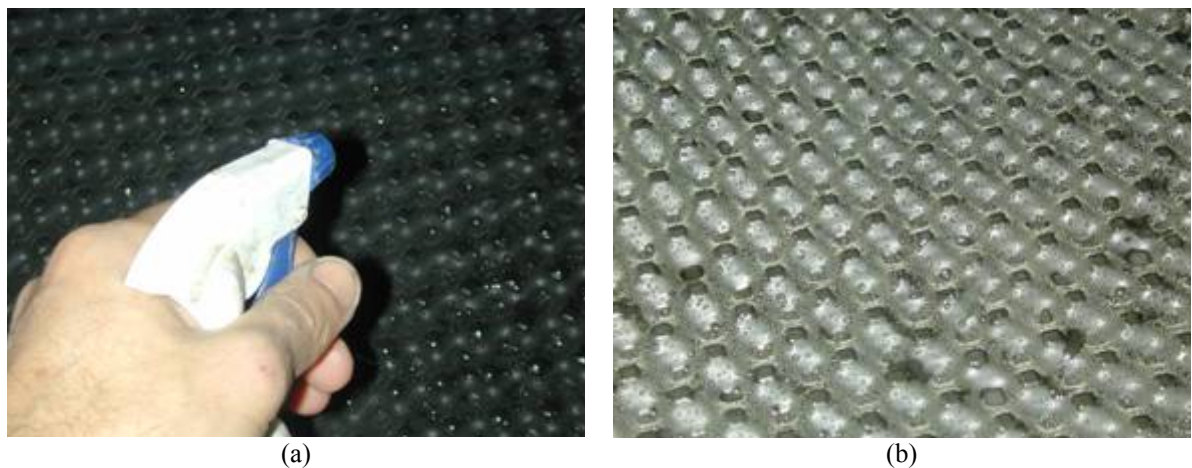


Figure 7.14. Détails de la pulvérisation superficielle du géospaceur destiné aux essais d'interface avec le GCB BF hydraté sous confinement pendant 14 jours: (a) procédure de pulvérisation superficielle; (b) surface surmontée d'une mince pellicule d'eau.

La Figure 7.15 présente l'ensemble des courbes  $\delta(\beta)$  correspondant à chaque durée d'hydratation du GCB BF considérée ici. Le Tableau 7.5 présente, pour chacune de ces conditions, les valeurs respectives du paramètre  $\beta_{50}$ .

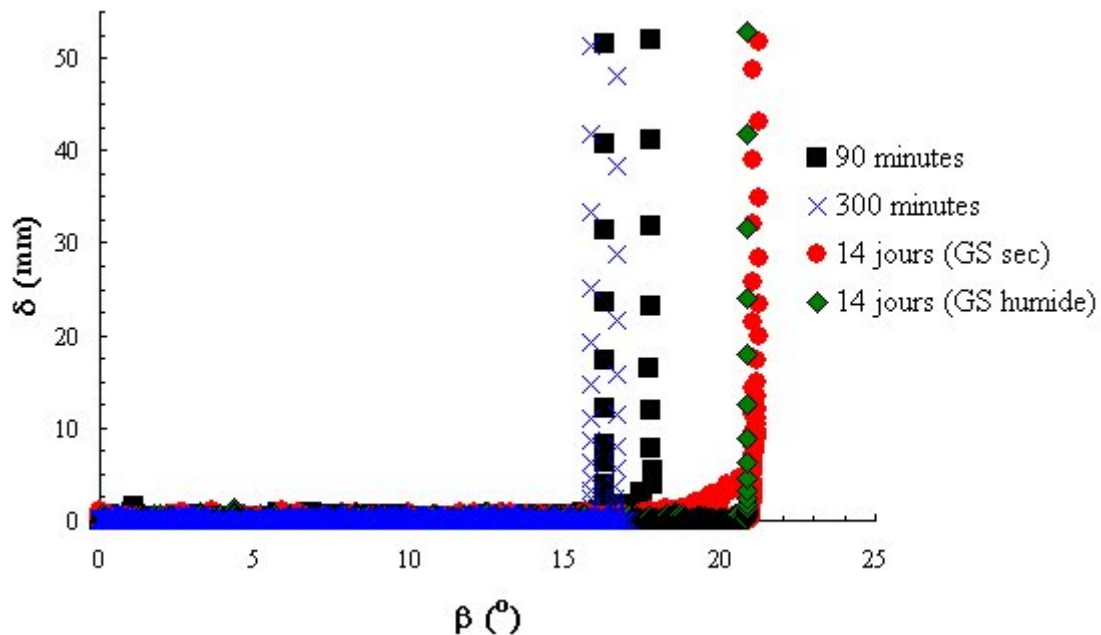


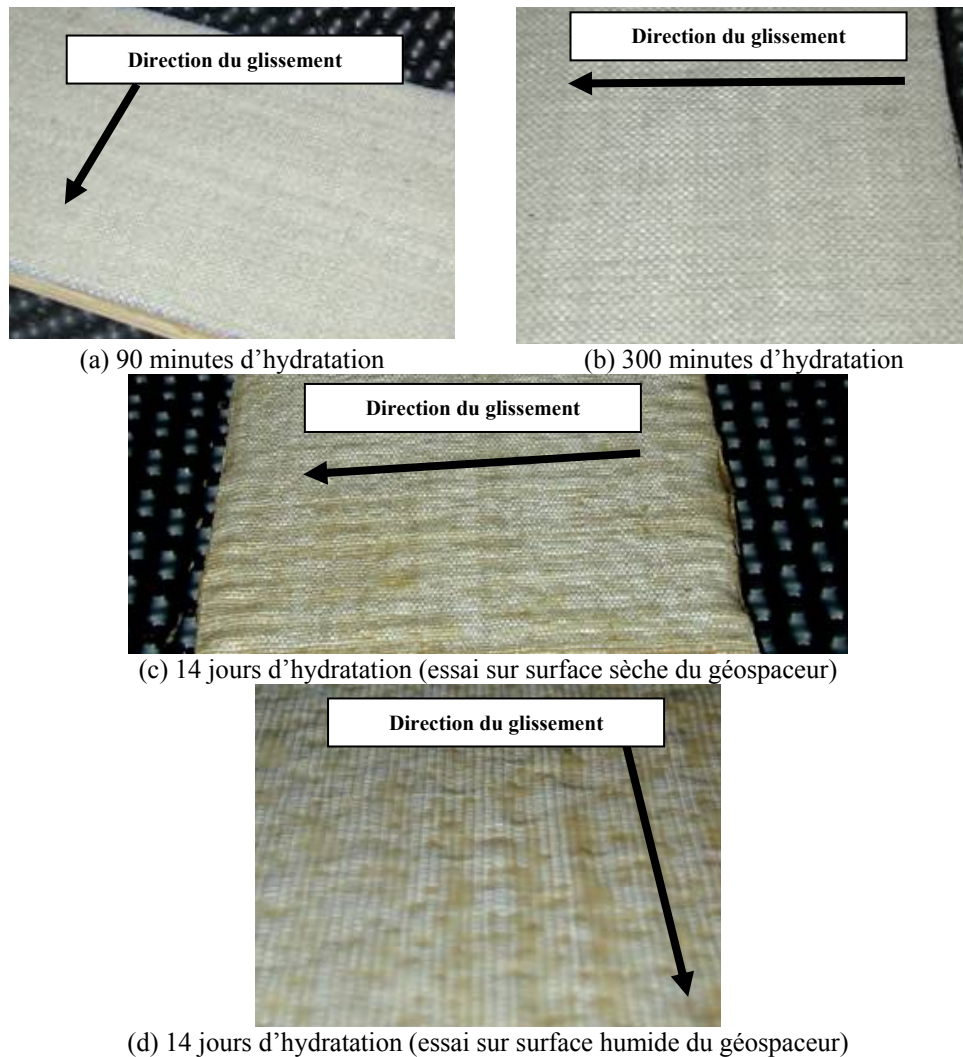
Figure 7.15. Courbes  $\delta(\beta)$  représentatives de l'interface GCB BF-GS8 soumise à  $\sigma_o=5,1$  kPa: effet du temps d'hydratation.

Tableau 7.5. Résumé des résultats d'essai au plan incliné correspondant à l'interface GCB BF-GS8 ( $\sigma_o=5,1$  kPa).

Temps d'hydratation du GCB	N° de l'essai	Teneur en eau de la bentonite (%)	$\beta_{50}(\text{°})$	Moyenne (°)
90 minutes	1	ND	16,3	17,0
	2		17,7	
300 minutes	1	ND	15,8	16,3
	2		16,7	
14 jours (GS sec)	1	158	21,1	21,2
	2	156	21,3	
14 jours (GS humide)	1	150	20,9	20,9

Note: GS sec: surface sèche du géospaceur; GS humide: surface humide du géospaceur; ND: Non Déterminée.

La Figure 7.16 montre les surfaces respectives du GCB BF (pour chaque durée d'hydratation considérée) après la réalisation des essais au plan incliné. Il faut noter que c'est le géotextile tissé du GCB BF qui établit ici le contact avec la surface du géospaceur.



**Figure 7.16. Détails des aspects superficiels des échantillons de GCB BF (face géotextile tissée) après les essais d'interface avec le géospaceur de 8 mm à  $\sigma_0=5,1$  kPa.**

Il est possible de noter que la consistance de la composante bentonite du GCB BF affecte fortement la résistance au glissement mobilisée dans tous les cas. Pour les durées d'hydratation de 90 minutes et 300 minutes, on note que la résistance d'interface est due presque exclusivement au contact du géotextile tissé avec les éléments protubérants de la surface du géospaceur. Pour ces durées d'hydratation, il n'a pas été possible de déterminer la teneur en eau de la bentonite parce qu'il n'y avait pas le temps nécessaire pour que cette humidité soit uniformément distribuée dans toute la couche de bentonite de l'échantillon. En fait, comme le processus d'hydratation a lieu par le versement d'eau sur la surface du géotextile non tissé du GCB BF placé dans un bac (pour approcher les conditions réelles de mise en oeuvre du produit), une grande quantité de bentonite (surtout au niveau de la face inférieure tissée) se trouve encore sous la forme de poudre sèche. En fait, la plupart de l'humidité est encore concentrée dans la bentonite adjacente à la face non tissée du GCB BF et n'a pas encore migré vers la bentonite sous-jacente.

L'aspect plat et non déformé du géotextile tissé après l'essai (Fig 7.16a,b) démontre que, malgré le caractère intrusif des protubérances, il n'y a pas eu de poinçonnement superficiel pouvant être identifié par la formation de sillons superficiels le long de la surface de glissement. Comme le montre la Figure 7.17 et en accord avec la description



faite auparavant, ces durées d'hydratation ne sont pas suffisantes pour plastifier la bentonite. La bentonite en poudre hydratée présente donc une consistance plus rigide qui limite le poinçonnement superficiel par les protubérances du géospaceur. La constance du paramètre  $\beta_{50}$  (voir Fig. 7.15 et Tableau 7.5) pour les deux temps d'hydratation 90 minutes et 300 minutes démontre qu'il s'agit pratiquement de la même interface malgré les différentes conditions d'hydratation de la bentonite.



**Figure 7.17. Distribution d'humidité le long de la composante bentonite des GCBs BF destinés aux essais d'interface avec le géospaceur de 8 mm à  $\sigma_o=5,1$  kPa.**

En revanche, lorsqu'on considère le comportement de cette interface pour l'échantillon de GCB hydraté sous confinement pendant 14 jours, il est possible de noter très nettement la présence de sillons sur la surface du géotextile tissé du GCB BF (Fig. 7.16c,d), dus à l'intrusion des protubérances du géospaceur. Cette intrusion est évidemment occasionnée par la consistance plastique de la bentonite hydratée: le mécanisme de mobilisation de la résistance au glissement du GCB hydraté sur le géospaceur n'est alors plus exclusivement fonction de l'effort nécessaire pour vaincre le frottement du géotextile tissé au niveau des contacts avec le géospaceur ; il est aussi fonction de l'effort additionnel nécessaire pour déplacer latéralement la bentonite interne du GCB BF dans la zone d'intrusion, en permettant le glissement le long du sillon. Il faut ajouter que la structure interne du GCB BF (aiguillettée) peut présenter une résistance au déplacement latéral de la bentonite. Ce constat peut justifier la plus grande valeur de  $\beta_{50}$  obtenue au cours de cet essai.

En ce qui concerne l'essai d'interface avec échantillon de GCB BF hydraté glissant sur la surface humide du géospaceur, on note qu'il n'y a eu aucune modification de la résistance au glissement mobilisée. Il est important de noter qu'à la fin des essais avec échantillons de GCB BF hydratés à 14 jours et malgré la consistance plastique de la bentonite, aucun témoignage d'extrusion de la bentonite au travers du géotextile tissé n'a été constatée sur les protubérances du géospaceur (Fig.7.18). Pour les essais où la surface du géospaceur a été préalablement pulvérisée avec de l'eau, l'interface n'a donc pas été sensible à l'effet lubrifiant de l'eau sur la bentonite car cette bentonite n'était pas présente sur la surface. On note aussi que le géotextile tissé n'a pas montré de sensibilité particulière à un éventuel effet lubrifiant dû à l'humidité superficielle, probablement parce qu'il se trouvait déjà saturé par la bentonite interne du GCB BF hydraté.

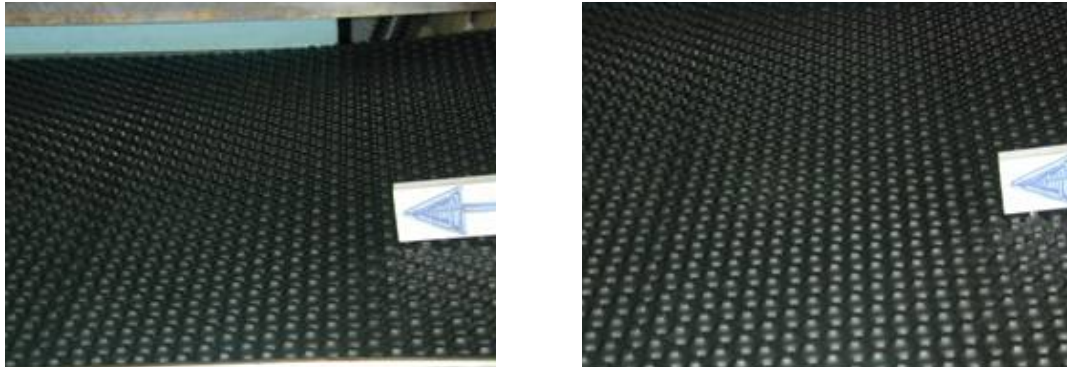


Figure 7.18. Surface du géospaceur GS8 après l'essai d'interface avec l'échantillon de GCB BF hydraté sous confinement pendant 14 jours: absence de bentonite extrudée.

Afin de prendre en compte le poinçonnement du GCB BF hydraté par les protubérances du géospaceur (voir Fig. 7.16c), un essai similaire d'interface GCB-Géospaceur (surface sèche) a été réalisé avec le GCB BM hydraté, lui aussi, sous la contrainte de confinement de 5,1 kPa pendant 14 jours. Dans ce GCB le géotextile de contact avec le géospaceur a la particularité d'être constitué d'une combinaison de géotextile non tissé renforcé par un film géotextile tissé. La Figure 7.19 et le Tableau 7.6 présentent les résultats issus de ces essais et la comparaison de ces résultats avec ceux qu'ont été obtenus précédemment pour l'interface GCB BF-Géospaceur dans les mêmes conditions.

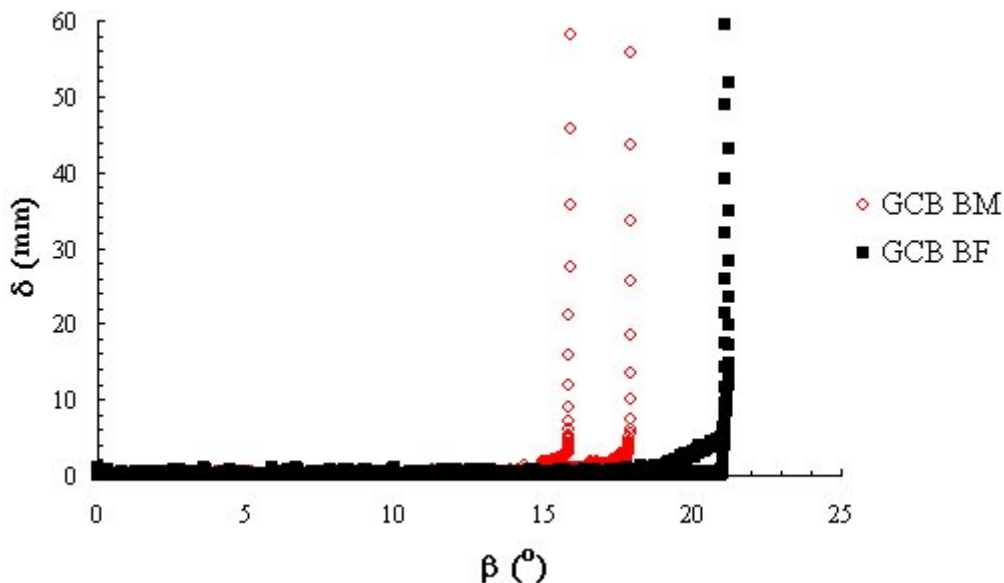


Figure 7.19. Courbes  $\delta(\beta)$  représentatives des interfaces GCB-GS8 soumises à  $\sigma_o=5,1$  kPa: influence du type de géotextile de contact avec le géospaceur.

Tableau 7.6. Résumé des résultats d'essai au plan incliné correspondant aux interfaces GCB-GS8 ( $\sigma_o=5,1$  kPa): influence du type de géotextile de contact avec le géospaceur.

Type de GCB	Géotextile de contact	N° de l'essai	Teneur en eau de la bentonite (%)	$\beta_{50}(^\circ)$	Moyenne ( $^\circ$ )
GCB BF	Tissé	1	158	21,1	21,2
		2	156	21,3	
GCB BM	Non tissé renforcé par film tissé	1	132	18,0	17,0
		2	134	15,9	

Il est intéressant de noter que le géotextile non tissé renforcé correspondant au GCB BM est (pour cette interface et dans les conditions de ces essais) moins efficace que l'interface géotextile tissé correspondant au GCB BF. Ce résultat est à rapprocher des différences de rigidité des géotextiles de contact et du caractère intrusif des protubérances du géospaceur. Les caractéristiques superficielles du géotextile non tissé renforcé et son aspect superficiel après l'essai sont présentés sur la Figure 7.20 et montrent que la plus grande rigidité structurale de ce géotextile inhibe le processus d'intrusion du géospaceur et la formation de sillons dans la direction de glissement.

Dans ce dernier cas, la résistance mobilisée est donc essentiellement due au frottement des protubérances du géospaceur sur la surface du géotextile plate et non déformée. Aucun effort additionnel n'est nécessaire pour vaincre la résistance offerte par les intrusions, comme vu dans le cas du géotextile tissé du GCB BF. Bien que le géotextile non tissé soit en général plus efficace que le géotextile tissé en ce qui concerne le frottement d'interface, dans le cas particulier de l'interface des GCBs testés avec le géospaceur, c'est la sensibilité du GCB à l'intrusion des protubérances qui maîtrise le mécanisme de mobilisation de résistance au glissement. Comme la structure interne aiguillettée des GCBs BF et BM est similaire, on ne peut pas dire que ce facteur a une influence sur la différence de comportement notée.

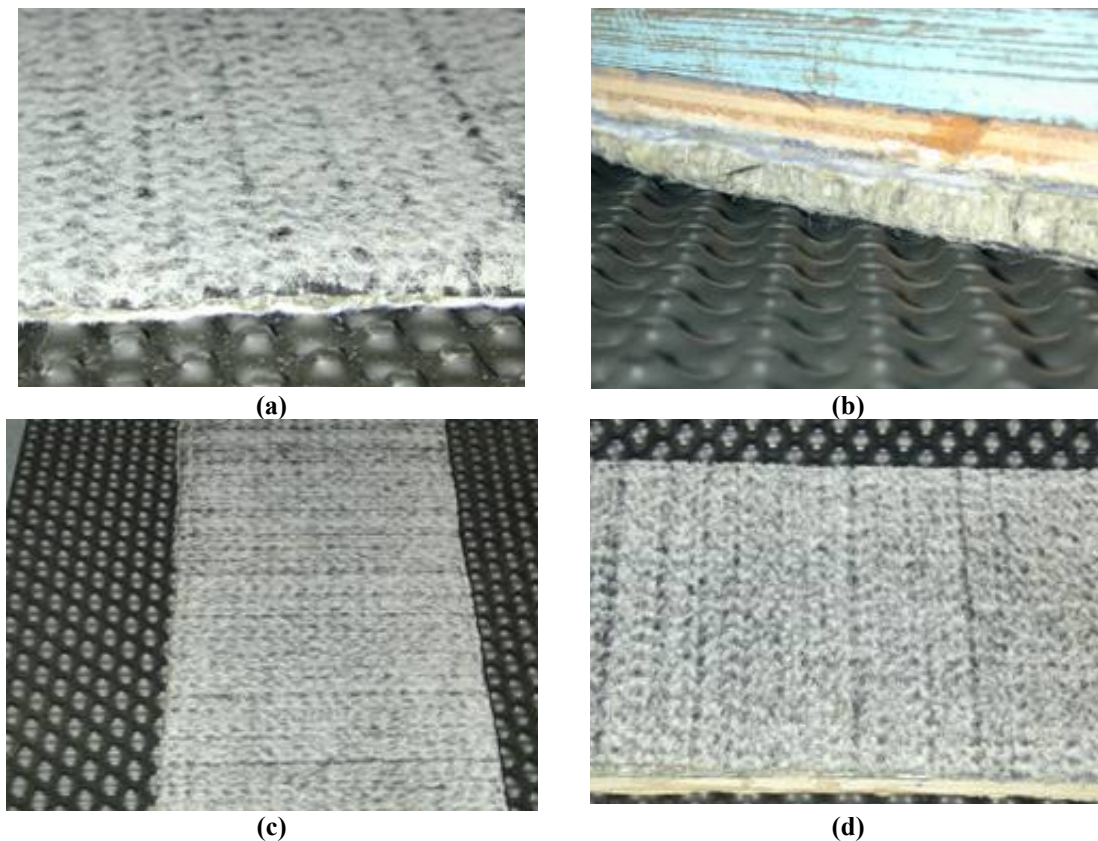


Figure 7.20. Détails du GCB BM utilisé dans les essais d'interface avec le géospaceur de 8 mm à  $\sigma_0=5,1$  kPa: (a) face géotextile non tissé renforcé avec film tissé; (b) GCB BM hydraté placé sur la surface du géospaceur; (c) et (d) surface du géotextile après les essais d'interface.

#### 7.4.2.3 Interface GCB BF-Géonet

On a cherché à évaluer un aspect particulier de la stabilité d'une interface GCB-Géonet (designée GCB BF-GN) : il s'agit de la situation où la mise en oeuvre des nappes de GCB sur les nappes de géonet de drainage est précédée d'une pluie qui mouille la surface de ce dispositif de drainage sous la forme d'une mince pellicule d'eau. Le but est donc d'évaluer l'impact de ce phénomène sur la stabilité du système, surtout quand la mise en place du GCB est accompagnée d'une procédure d'ancrage précaire de ces nappes au sommet de la pente.

Deux conditions d'interface ont été donc évaluées:

- i. La première correspondant à l'analyse de la résistance d'interface du système GCB BF-GN en considérant l'échantillon de GCB BF hydraté pendant 90 minutes sous condition d'expansion libre (pas de confinement) et avec glissement de la face tissée du GCB BF sur la surface sèche du géonet ;
- ii. La deuxième correspondant à l'analyse de la résistance d'interface de ce même système en considérant la surface humide du géonet.

Le temps d'hydratation de 90 minutes a été admis comme représentatif du temps qui précède la mise en place de la couche de couverture provisoire, après le versement d'eau sur la surface du géotextile non tissé du GCB pour l'hydratation de la bentonite. La contrainte de confinement adoptée au cours de ces essais correspond à  $\sigma_o = 5,1$  kPa.

La Figure 7.21 présente les aspects respectifs de la surface du géonet (GN) dans les conditions sèche (GN sèche) et humide (GN humide). L'humidification superficielle du géonet a été réalisée comme pour la procédure adoptée lors de l'étude de l'interface GCB-Géospaceur (mince pellicule d'eau pulvérisée sur la surface du dispositif de drainage). Il est possible de noter que la structure bidimensionnelle du géonet favorise l'accumulation d'eau sur sa surface. Les courbes représentatives de la mobilisation de la résistance d'interface pour ces configurations sont présentées sur la Figure 7.22 et le Tableau 7.7 présente le résumé des résultats obtenus.

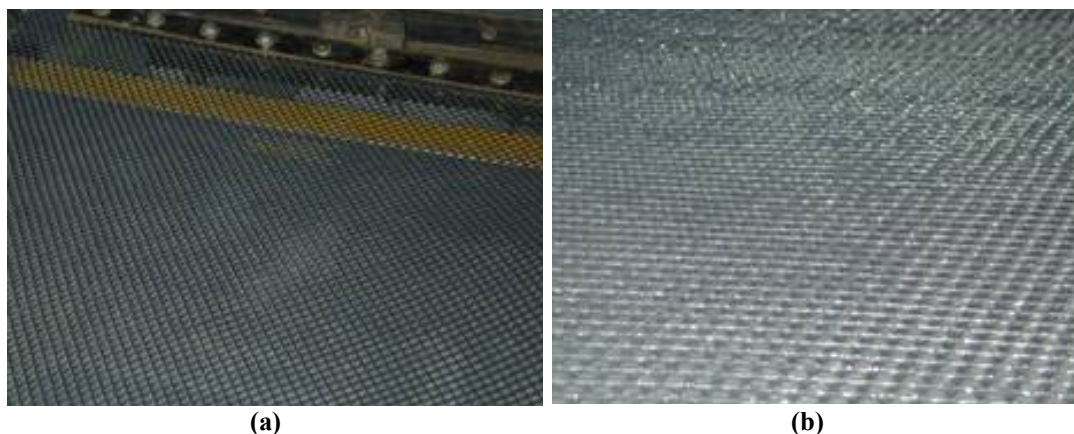


Figure 7.21. Détails de la surface du géonet utilisé lors des essais d'interface avec le GCB BF hydraté: (a) surface sèche (GN sèche); (b) surface humide (GN humide).



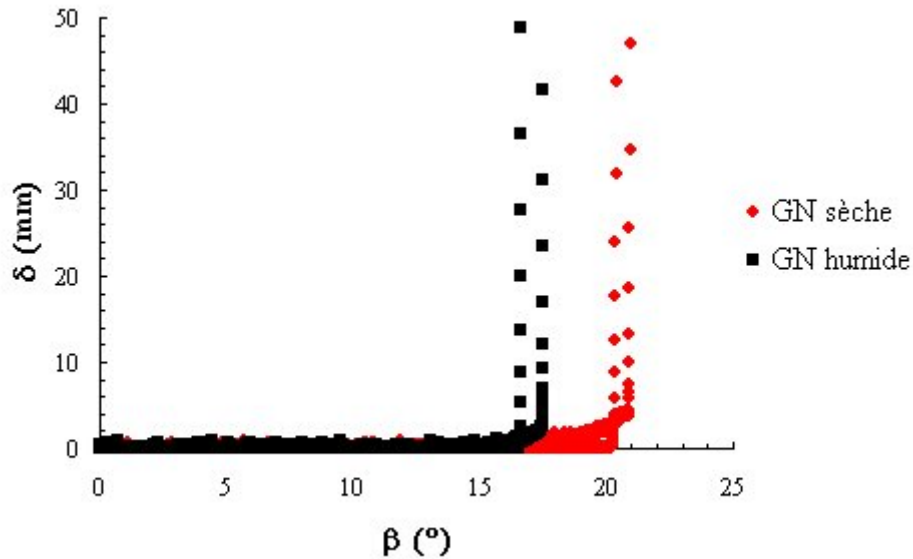


Figure 7.22. Courbes  $\delta(\beta)$  représentatives des interfaces GCB BF-GN soumises à  $\sigma_o=5,1$  kPa: effet de l'humidification superficielle du géonet pour le GCB BF hydraté (temps de hydratation de 90 minutes).

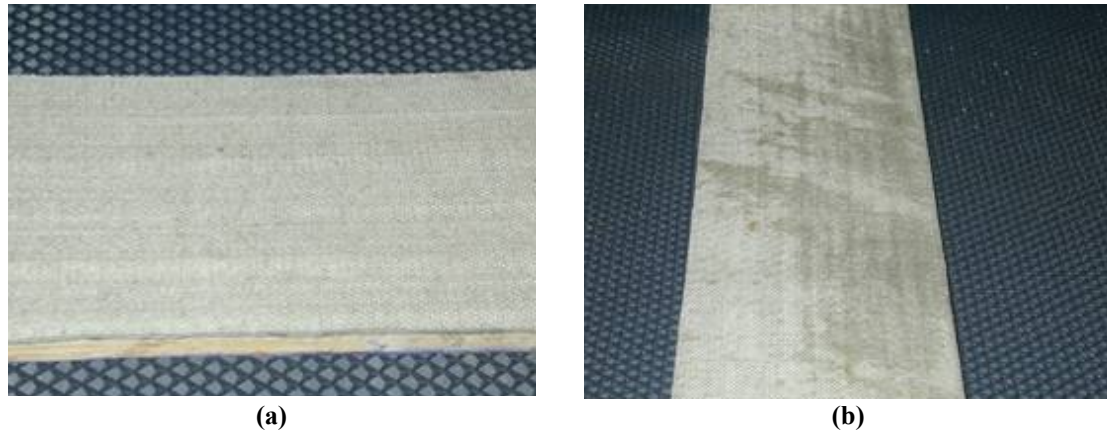
Tableau 7.7. Résumé des résultats d'essai au plan incliné correspondant à l'interface GCB BF-GN ( $\sigma_o=5,1$  kPa).

Condition de la surface du géonet	N° de l'essai	Teneur en eau de la bentonite (%)	$\beta_{50}(\circ)$	Moyenne ( $\circ$ )
Sèche (GN sèche)	1	ND	20,9	20,7
	2		20,4	
Humide (GN humide)	1	ND	16,6	17,1
	2		17,5	

Note: ND: Non Déterminée.

Les résultats ont montré que le système évolue vers une situation moins stable. La réduction de la résistance d'interface est associée à la réduction du paramètre  $\beta_{50}$ , de  $4^\circ$  environ, fonction de l'humidification superficielle de l'interface. Sur site, ce phénomène peut devenir encore plus critique lorsqu'on considère l'incidence du chargement dû au trafic d'engins pour la mise en place du sol de couverture.

Les aspects superficiels de la face du géotextile tissé des GCBs testés sont présentés dans la Figure 7.23 et montrent en particulier l'humidification du géotextile tissé par l'eau superficielle (Fig 7.23b). Cette humidification a rendu l'interface sensible à la lubrification occasionnée par l'eau. Il est probable que pour l'interface GCB BF-Géospaceur précédemment étudiée sous des conditions similaires, le caractère hydrophyl de ce géotextile et le probable effet lubrifiant ont été cachés par le fait qu'il se trouvait en contact avec une bentonite saturée et était donc préalablement saturé. L'humidification du géospaceur n'aurait donc dans ce cas aucun effet additionnel sur le comportement résistant du système GCB BF-Géospaceur.



**Figure 7.23.** Détails de la surface du géotextile tissé après les essais d'interface avec le géonet: (a) essai sur surface sèche du géonet; (b) essai sur surface humide du géonet.

### **7.5 Résumé et conclusions**

Ce chapitre présente l'ensemble des résultats expérimentaux concernant la résistance au cisaillement d'interfaces avec GCB sous de faibles contraintes de confinement, représentatives de l'action des couches de couverture des centres de stockage de déchets. Les interfaces Géomembrane-GCB et GCB-Geosynthétiques de drainage sont plus particulièrement étudiées, en considérant les paramètres critiques vis à vis des conditions de stabilité de ces interfaces, à savoir : le degré d'hydratation de la composante bentonite, l'incidence de cycles de séchage-humidification, le ruissellement d'eau au niveau de l'interface, l'humidification de l'interface et le type de géotextile de contact.

Les différentes méthodologies d'essai adoptées permettant de répondre à chacun des objectifs précédents sont décrites. Une attention spéciale est portée aux adaptations réalisées sur l'équipement plan incliné qui permettent la réalisation d'essais de ruissellement d'eau sur l'interface géosynthétique. Les procédures d'hydratation des échantillons de GCB (avec ou sans confinement), ainsi que la procédure de dessiccation des échantillons hydratés sont également présentées.

Les essais d'interface du type Géomembrane-GCB ont montré que l'extrusion de bentonite due au chargement appliqué détermine le comportement d'interface : la résistance d'interface mobilisée est drastiquement réduite par la lubrification additionnelle de cette bentonite du fait de l'écoulement au niveau de l'interface de l'eau de ruissellement. La dessiccation du GCB, et plus particulièrement de sa composante bentonite superficielle, améliore la stabilité du système, alors que le ruissellement d'eau sur cette interface après dessiccation conduit le système à la même résistance d'interface que celle correspondant à la condition d'hydratation initiale du GCB. Ces constats s'appliquent aux interfaces avec géomembranes en PEHD ou en PVC lisses.

Pour les essais d'interface du type GCB-Géosynthétiques de drainage, la résistance mobilisée s'est montrée fortement dépendante de la structure du dispositif de drainage, du type de géotextile en contact et de la consistance de la composante bentonite du GCB. Pour le géosynthétique de drainage bidimensionnel (géonet), on note que son état d'humidification superficielle affecte la résistance d'interface mobilisée pendant la phase de mise en place du système.

Pour le géosynthétique de drainage tridimensionnel (géospaceur), on vérifie que le comportement résistant de l'interface est fortement déterminé par le caractère intrusif des protubérances superficielles, principalement lorsque la composante bentonite du GCB est plastifiée. Ce comportement est plus marqué lorsqu'on teste une interface géotextile plus rigide qui inhibe ce processus d'intrusion et donc implique un plus petit effort tangentiel pour vaincre la résistance au glissement. Pour les interfaces GCB-Géosynthétiques de drainage et dans les conditions des essais réalisés, l'extrusion de bentonite sur l'interface pouvant affecter le comportement résistant n'a pas été constaté.

## **7 TRABALHO EXPERIMENTAL SOBRE A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE INTERFACES GCL**

---

### **7.1 Introdução**

Conforme visto no capítulo 5, os geocompostos bentoníticos (GCLs) têm sido empregados de uma forma crescente na composição de barreiras hidráulicas de sistemas de revestimento de fundo ou de cobertura de aterros sanitários. Isto impõe preocupações relacionadas seja à resistência interna do GCL, seja à resistência das interfaces que contemplam tais produtos, aqui identificadas como “interfaces GCL”, devido essencialmente à baixa resistência da bentonita hidratada que pode fornecer uma superfície potencial de deslizamento. A maioria dos dados de resistência de interface disponíveis na literatura corresponde a resultados de ensaios realizados com o equipamento de cisalhamento direto, havendo uma quantidade limitada de informações oriundas de ensaios do tipo plano inclinado. Esse equipamento tem o mérito de permitir a realização de ensaios sob baixa tensão normal sobre a interface, numa representação mais realista de certas condições de campo, como as que ocorrem em sistemas de cobertura.

Assim, empregando-se o ensaio de plano inclinado modificado, este trabalho experimental tem como objetivo caracterizar a resistência de interfaces GCL presentes em camadas de cobertura de instalações de contenção de resíduos. Particular interesse será devotado às interfaces Geomembrana-GCL e GCL-Geossintéticos de drenagem (Geoespaçador e Georrede). O comportamento das interfaces Geomembrana-GCL será avaliado levando-se em conta a incidência de fenômenos tais como o escoamento de água entre os elementos interfaciais e a sujeição da barreira composta a ciclos de secagem-umedecimento. No que corresponde às interfaces com os geossintéticos de drenagem, será dada ênfase à influência do tempo de hidratação da bentonita, do tipo de geotêxtil de contato (tecido, não tecido) e da condição superficial do geossintético de drenagem (seco, úmido) sobre as propriedades resistentes das interfaces estudadas. Buscar-se-a demonstrar a adequabilidade da metodologia de ensaio proposta à caracterização do comportamento de interface de GCLs sob as condições consideradas, as quais são supostas passíveis de serem encontradas em campo e críticas à estabilidade do sistema.

### **7.2 Materiais**

Os materiais empregados neste programa de pesquisa estão listados na Tabela 7.1 e mostrados sobre a Figura 7.1. Os ensaios de resistência de interface Geomembrana-GCL contemplaram geomembranas lisas de PEAD e de PVC e um GCL agulhado à base de bentonita sódica natural (GCL Bentofix, aqui designado GCL BF). Os ensaios de resistência de interface GCL-Geossintéticos de drenagem contemplaram dois GCLs agulhados (GCL Bentofix e GCL Bentomat, aqui designado GCL BM) e dois geossintéticos de drenagem (Geoespaçador e Georrede).

**Tabela 7.1. Principais características dos geossintéticos empregados no programa de pesquisa sobre interfaces GCL.**

Produto	Material	Fabricante (notação)	Espessura (mm)
GCL	Bentonita sódica Geotêxteis NT/T (5,7 kg/m <sup>2</sup> )*	Naue (GCL BF)	7
	Bentonita sódica Geotêxteis NT/(NT+T) (5,5 kg/m <sup>2</sup> )*	CETCO (GCL BM)	6,5
Geomembrana	PEAD	Agru (GM <sub>PEADc</sub> )	1,5
	PVC	Alkor (GM <sub>PVC</sub> )	1
Geoespaçador	PEAD	Wavin (GS8)	8
Georrede	PEAD (610 g/m <sup>2</sup> )**	(GR)	4,4

Nota: NT/T: Não Tecido/Tecido; NT/(NT+T): Não Tecido/Não Tecido com filme Tecido de reforço;

\*Gramatura do GCL; \*\*Gramatura da georrede.



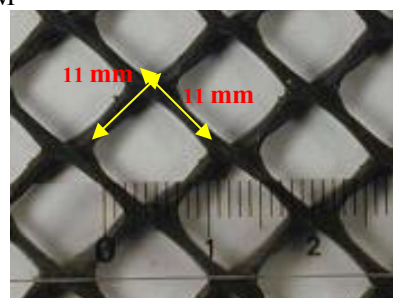
(a) GCL BF



(b) GCL BM



(c) Geoespaçador (GS8)



(d) Georrede (GR)

**Figura 7.1. Materiais geossintéticos empregados no programa de pesquisa destinado ao estudo das interfaces GCL. Nota : GT NT : Geotêxtil Não Tecido ; GT NT+T : Geotêxtil Não Tecido reforçado por filme Tecido.**

## 7.3 Metodologia de ensaio

### 7.3.1 Introdução

Inicialmente, é necessário dizer que as faces do GCL ensaiadas correspondem àquelas mais prováveis de serem encontradas em campo, ou seja, a face não tecida (GT NT) em contato com a geomembrana, e a face tecida (GT T) ou não tecida reforçada por filme tecido (GT NT+T) em contato com o geoespaçador ou com a georrede. Tensões confinantes de  $\sigma_v=5,1$  kPa (correspondendo a aproximadamente 30 cm de uma camada de solo de cobertura cujo  $\gamma_h=16$  kN/m<sup>3</sup>) e de  $\sigma_v=9,3$  kPa (correspondendo a aproximadamente 60 cm de solo) foram consideradas nos ensaios de interface no plano inclinado.

### 7.3.2 Plano inclinado modificado para ensaios de escoamento de água

Para fins de derivação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de interfaces GCL sob baixas tensões de confinamento, será empregada a mesma configuração de ensaio destinada à caracterização do atrito de interfaces geossintético-geossintético vista no capítulo 6 e mais uma vez apresentada aqui na Figura 7.2. O GCL é colocado sobre o plano suporte para os ensaios de interface com a geomembrana e sob a placa móvel para os ensaios com o geoespaçador e a georrede.

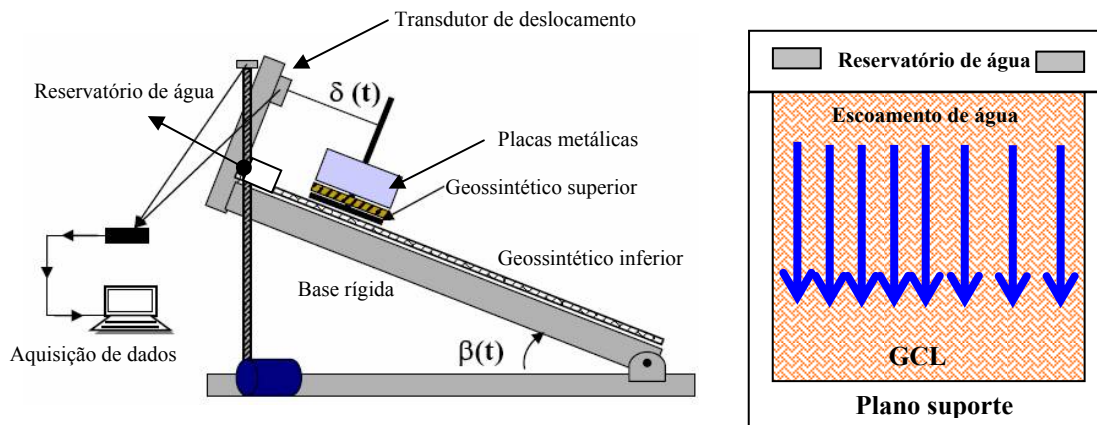


Figura 7.2. Esquema geral do equipamento plano inclinado modificado para os ensaios de escoamento de água.

Conforme visto, o ângulo de atrito de interface para a condição estática limite é obtido a partir do ângulo de inclinação  $\beta$  correspondente a um deslocamento  $\delta=50$  mm [Pr EN ISO 12957 (2001)]. Adicionalmente ao parâmetro  $\beta_{50}$ , o parâmetro  $\beta_o$  conforme descrito anteriormente é determinado para  $\delta=1$  mm. Para que os ensaios permitissem avaliar a influência do escoamento de água sobre a estabilidade do sistema, um reservatório de montante foi adaptado no nível da ancoragem do geossintético inferior apoiado sobre o plano suporte, o qual permitia a alimentação de uma fina lâmina d'água sobre a interface durante o período de ensaio. O plano suporte sobre o qual se apóia o geossintético inferior corresponde a um tanque retangular em acrílico dotado de paredes laterais que impedem a fuga lateral da água de escoamento, a qual é coletada na extremidade inferior do plano suporte. Detalhes deste dispositivo podem ser vistos na Figura 7.3 abaixo. Salienta-se que o escoamento de água era imposto desde o início do ensaio, ou seja, a partir do ângulo de inclinação  $\beta=0^\circ$ .



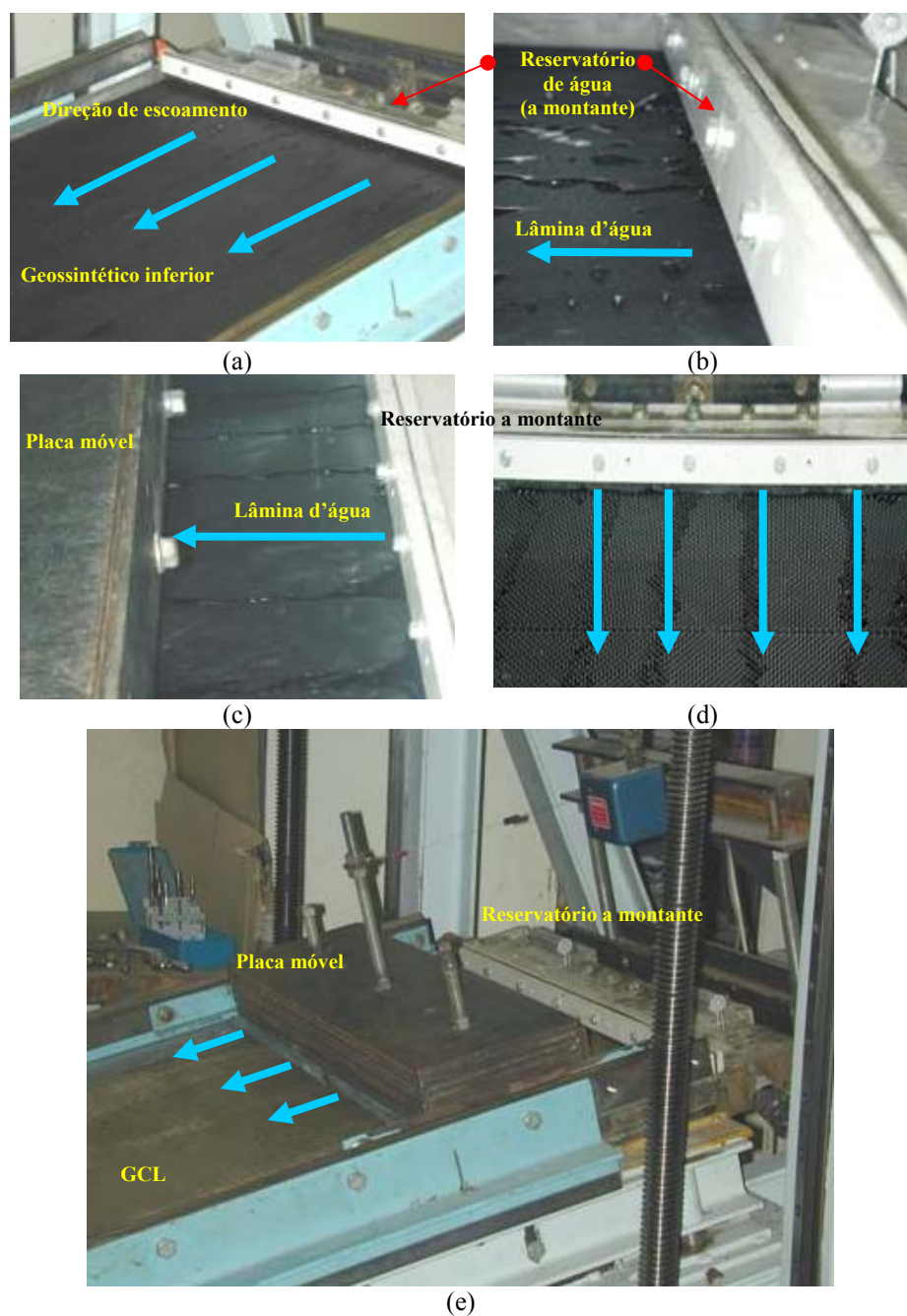


Figura 7.3. Equipamento plano inclinado modificado para permitir a realização de ensaios de escoamento de água sobre a interface: (a) plano suporte com reservatório à montante; (b) detalhes do reservatório de alimentação; (c) lâminas d'água emergindo do reservatório sobre a superfície geossintética inferior; (d) vista frontal das lâminas d'água que escoam sobre a superfície geossintética inferior; (e) exemplo de ensaio.

### 7.3.3 Preparação das amostras de GCL

#### 7.3.3.1 Hidratação sob confinamento

As amostras de GCL destinadas aos ensaios de interface com geomembranas foram hidratadas sob confinamento segundo o procedimento apresentado na sequência abaixo (Figura 7.4).



**Figura 7.4. Hidratação sob confinamento de amostras de GCL destinadas aos ensaios de interface com geomembranas: (a) amostra de GCL cortada; (b) tanque de confinamento com manta geotêxtil no fundo; (c) colocação da amostra de GCL no interior do tanque; (d) geotêxtil de proteção superposto à amostra de GCL; (e) confinamento realizado por brita graduada; (f) inserção de água de hidratação do GCL.**

Inicialmente, amostras na umidade de fabricação eram cortadas do rolo de GCL (Fig. 7.4a) nas dimensões 70 cm x 100 cm e estas eram acomodadas dentro de um tanque de dimensões similares cujo interior era revestido de uma manta geotêxtil (Fig. 7.4b,c). Outra manta geotêxtil era sobreposta à superfície superior do GCL (Fig. 7.4d) com o propósito de protegê-la dos eventuais danos que poderiam ser causados pela brita graduada (Fig. 7.4e) responsável pelo confinamento. Por fim, a água de hidratação da amostra era despejada sobre a superfície da brita graduada. Ao término de três dias de absorção pela amostra da água adicionada, o excesso de água era drenado do tanque através de seu fundo falso. Após 14 dias de hidratação sob confinamento, as amostras eram submetidas aos ensaios sobre o plano inclinado. A tensão confinante de hidratação das amostras conferida pela brita graduada correspondeu a 5,1 kPa.



### 7.3.3.2 Dessecação de amostras de GCL hidratadas

Dentro do propósito de verificar o comportamento das interfaces Geomembrana-GCL após a dessecação do GCL, foi construída uma câmara destinada a fazer a secagem das amostras que eram previamente hidratadas nos tanques (Fig. 7.5).



**Figura 7.5.** Câmara de dessecação destinada à secagem de amostras de GCL hidratadas: (a) amostras de GCL hidratadas; (b) geomembrana superposta ao GCL hidratado; (c) camada de brita destinada a manter o contato entre a geomembrana e o GCL; (d) sistema de aquecimento; (e) e (f) termômetro digital.

Sobre a superfície superior do GCL (Fig. 7.5a) era assentada uma geomembrana de PEAD destinada a transmitir o calor à amostra hidratada de GCL (Fig. 7.5b). Uma camada de brita era colocada sobre a geomembrana a fim de melhorar a condição de contato entre a geomembrana e o GCL (Fig. 7.5c). O aquecimento da superfície do sistema foi feito por meio de um conjunto de lâmpadas distribuídas ao longo de uma

haste horizontal que varria toda a superfície da montagem (Fig. 7.5d). Um termômetro digital (Fig. 7.5e,f) permitiu aferir a temperatura na superfície da brita, a qual variou na faixa de 27-29°C durante os 20 dias de duração da dessecação. Ao término desses 20 dias, as amostras eram ensaiadas no plano inclinado.

### 7.3.3.3 Hidratação livre de amostras de GCL

Alguns ensaios de interface GCL-Geossintéticos de drenagem contemplaram a condição de hidratação livre das amostras de GCL. Nesse caso, as amostras eram colocadas em tanques e sobre a superfície geotêxtil não tecida do GCL era despejada água até a formação de uma coluna de 5 cm de altura. Após um tempo de imersão de 7 minutos, as amostras de GCL eram posteriormente armazenadas por 90 minutos ou 300 minutos em sacos plásticos vedados onde sua hidratação não confinada era permitida. Passados esses tempos, as amostras eram ensaiadas no plano inclinado.

## 7.4 Resultados

### 7.4.1 Ensaios de resistência ao cisalhamento de interfaces Geomembrana-GCL

Amostras de GCL BF foram empregadas com o propósito de se avaliar o comportamento de interface destes produtos em contato com geomembranas sob baixas tensões confinantes. Esses estudos caracterizam o comportamento resistente de geomembranas lisas de PEAD e de PVC quando em contato com a face geotêxtil não tecido das amostras de GCL BF.

#### 7.4.1.1 Interface Geomembrana PEAD-GCL BF

Primeiramente, amostras de GCL BF hidratadas sob a tensão confinante de 5,1 kPa foram submetidas à mesma tensão  $\sigma_o=5,1$  kPa quando da realização do ensaio de interface com a geomembrana de PEAD ( $GM_{PEADc}$ ). Buscou-se avaliar de forma seqüencial os respectivos comportamentos de interface *i)* das amostras de GCL BF hidratadas, *ii)* das amostras de GCL BF previamente hidratadas sujeitas à dessecação e *iii)* das amostras de GCL BF desseccadas sujeitas ao escoamento de água na interface com a geomembrana.

A Figura 7.6 apresenta o conjunto das curvas  $\delta(\beta)$  correspondentes a cada um desses processos estudados. A Tabela 7.2 apresenta, para cada uma dessas condições, os respectivos valores dos parâmetros  $\beta_{50}$  e  $\beta_o$ . Salienta-se que 2 amostras de ensaio foram contempladas para cada uma das condições avaliadas.

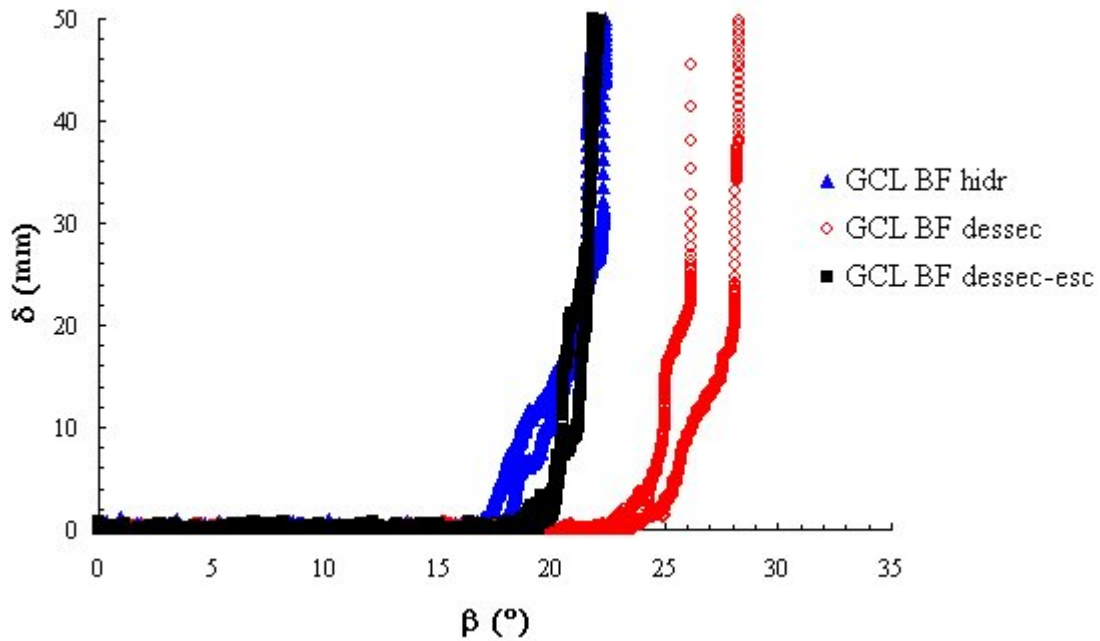


Figura 7.6. Curvas  $\delta(\beta)$  representativas da interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF submetidas a  $\sigma_o=5,1$  kPa. Nota: GCL BF hidr: amostra de GCL BF hidratada; GCL BF dessec: amostra de GCL BF hidratada sujeita a dessecação; GCL BF dessec-esc: amostra de GCL BF dessecada sujeita a escoamento de água.

Tabela 7.2. Resumo dos resultados de ensaio plano inclinado correspondentes à interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF sob  $\sigma_o=5,1$  kPa.

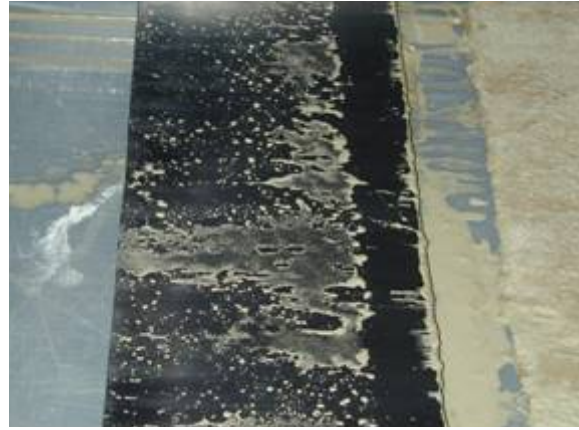
Condição da amostra de GCL	Nº do ensaio	Teor de umidade da bentonita (%)	$\beta_0$ (°)	Média (°)	$\beta_{50}$ (°)	Média (°)
Hidratada	1	198	17,2	17,6	21,9	22,1
	2	224	18,0		22,4	
Hidratada-Dessecada	1	162 (50)*	23,1	23,6	26,2	27,3
	2	187 (56)*	24,1		28,3	
Dessecada-Escoamento	1	ND	18,8	19,3	21,9	22,0
	2	ND	19,8		22,1	

(\*)\*: teor de umidade da bentonita sobre a superfície geotêxtil do GCL BF dessecado; ND: Não Determinado

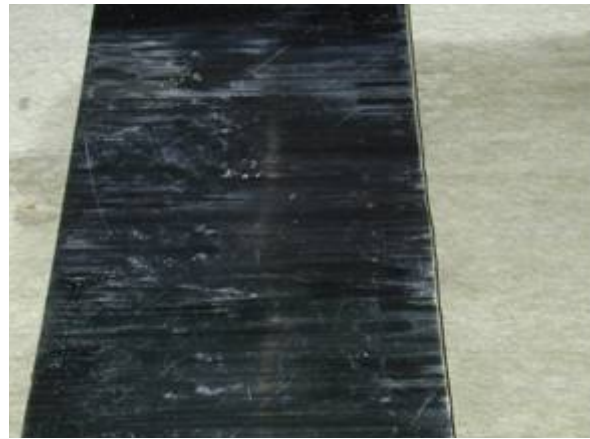
O conjunto dos dados apresentados permite constatar que a interface Geomembrana-GCL BF hidratado, ao ser submetida ao processo de dessecação, tem suas propriedades resistentes aumentadas da ordem de 5°, de modo que a interface converge para uma configuração mais estável sob a incidência desse processo. Esse incremento de resistência repercute tanto sobre o parâmetro  $\beta_{50}$  quanto sobre o parâmetro  $\beta_0$  correspondente ao início da mobilização do deslocamento relativo da geomembrana relativamente ao GCL. Porém, ao se submeter a mesma interface Geomembrana-GCL BF dessecado ao escoamento de água, percebe-se que a resistência de interface do sistema converge para o valor correspondente à condição originalmente hidratada. A Figura 7.7 pode ser auxiliar no entendimento dos resultados experimentais vistos anteriormente.



(a) interface Geomembrana PEADc-GCL BF hidratado



(b) interface Geomembrana PEADc-GCL BF dessecado



(c) interface Geomembrana PEADc-GCL BF dessecado sujeita a escoamento de água

**Figura 7.7. Detalhes dos aspectos superficiais das amostras de GCL BF e geomembrana para cada uma das condições de ensaio plano inclinado sobre a interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF sob  $\sigma_o=5,1$  kPa.**

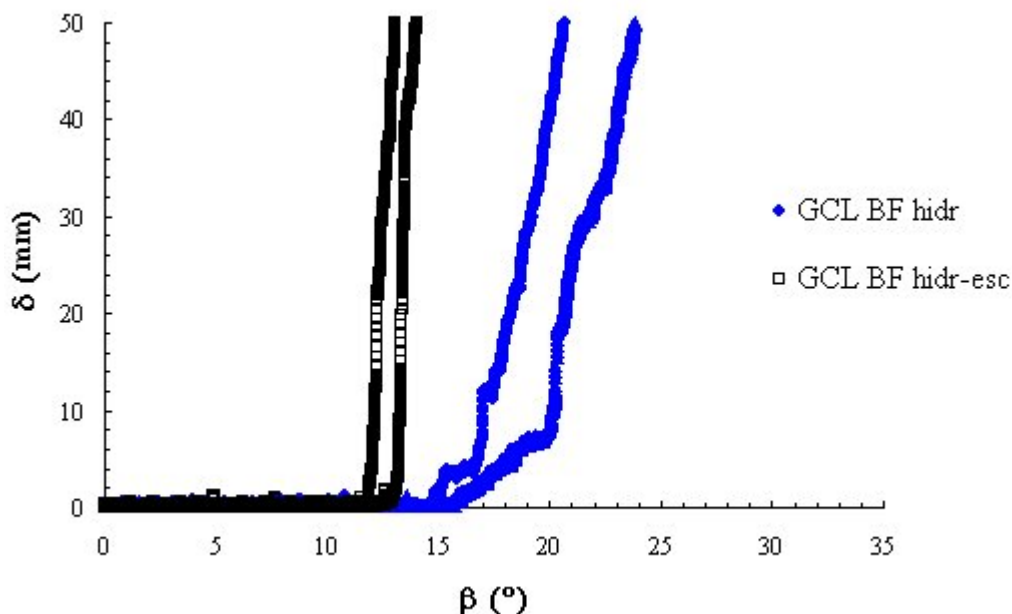
Para a interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF hidratado, nota-se na Figura 7.7a que a superfície da geomembrana ensaiada apresenta uma fina camada de bentonita provavelmente extrudada através do geotêxtil superior do GCL BF por conta do confinamento aplicado e que influe na resistência de interface durante o processo de mobilização do deslocamento relativo. A incidência do processo de dessecação sobre o GCL BF torna a consistência da bentonita superficial mais sólida, resultando no aumento da resistência de interface que deve ser mobilizada tanto por essa bentonita superficial mais seca, quanto pelo geotêxtil não tecido superior do GCL BF. O aspecto da superfície da geomembrana após o ensaio demonstra esse fato (Fig. 7.7b). O teor de umidade médio dessa camada de bentonita presente na superfície geotêxtil foi de  $w=53\%$ , muito menor



que o teor de umidade da bentonita original hidratada que correspondeu em média a  $w=211\%$ .

Quanto ao último arranjo de ensaio (escoamento de água), é provável que a umidificação da interface devido ao escoamento de água imposto à montante conduza a bentonita superficial dessecada à mesma consistência da bentonita original extrudada correspondente ao primeiro arranjo (GCL BF hidratado). Assim, a umidificação do GCL BF dessecado pela água de escoamento lubrifica a interface (Fig 7.7c), fazendo com que a resistência ao deslizamento convirja para o mesmo valor correspondente ao da interface com a amostra de GCL BF hidratada. Nesse caso, nota-se que a convergência em relação à condição original é menor para o parâmetro  $\beta_o$ , o que provavelmente se deve a uma lubrificação não uniforme da bentonita superficial em contato com a geomembrana para o tempo de ensaio correspondente à mobilização do deslocamento inicial. Um maior tempo de exposição da interface ao escoamento de água certamente dissiparia essa diferença entre os valores de  $\beta_o$ .

Outra configuração de ensaio foi considerada, nesse caso com o propósito de se avaliar o efeito do escoamento d'água sobre essa mesma interface GM<sub>PEADc</sub>-GCL BF hidratado. Trata-se de ensaios realizados sobre amostras inicialmente hidratadas sob tensão confinante de 5,1 kPa, mas que foram ensaiadas no plano inclinado a  $\sigma_o=9,3$  kPa. O objetivo era de simular uma situação onde o GCL é inicialmente submetido a uma cobertura provisória correspondente a 5,1 kPa de confinamento, sendo hidratado sob essa condição, mas posteriormente sendo submetido a uma tensão confinante maior proveniente da cobertura definitiva. Amostras de GCL BF intactas foram empregadas em ambos os ensaios de interface, ou seja, sem e com escoamento de água. Os resultados são apresentados na Figura 7.8 e na Tabela 7.3.

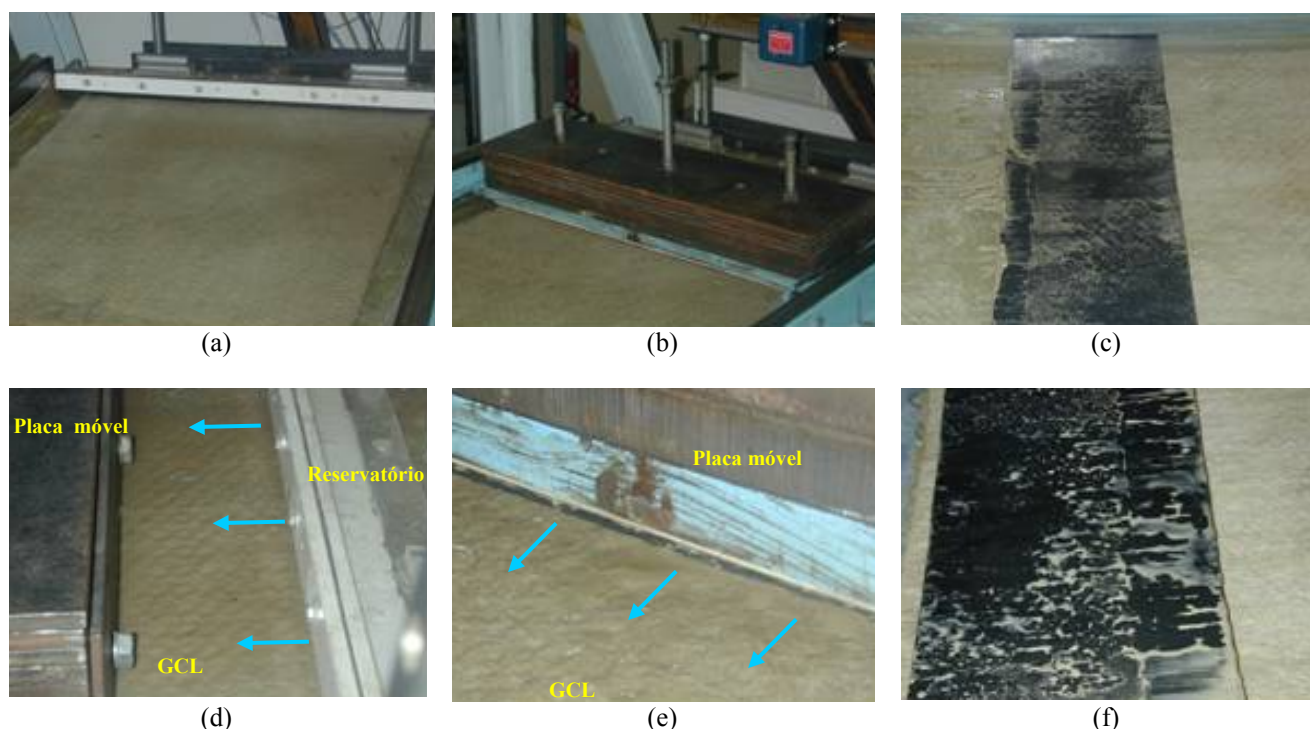


**Figura 7.8.** Curvas  $\delta(\beta)$  representativas da interface GM<sub>PEADc</sub>-GCL BF submetidas a  $\sigma_o=9,3$  kPa.  
**Nota:** GCL BF hydr: amostra de GCL BF hidratada; GCL BF hydr-esc: amostra de GCL BF hidratada sujeita a escoamento de água.

**Tabela 7.3. Resumo dos resultados de ensaio plano inclinado correspondentes à interface GM<sub>PEADc</sub>-GCL BF ( $\sigma_0=9,3$  kPa).**

Condição da amostra de GCL	Nº do ensaio	Teor de umidade da bentonita (%)	$\beta_0$ (°)	Média (°)	$\beta_{50}$ (°)	Média (°)
Hidratada	1	163	16,0	15,5	23,9	22,3
	2	166	14,9		20,7	
Hidratada-Escoamento	1	161	11,5	12,2	13,1	13,5
	2	167	12,9		14,0	

Detalhes dos ensaios podem ser visualizados na Figura 7.9 abaixo.

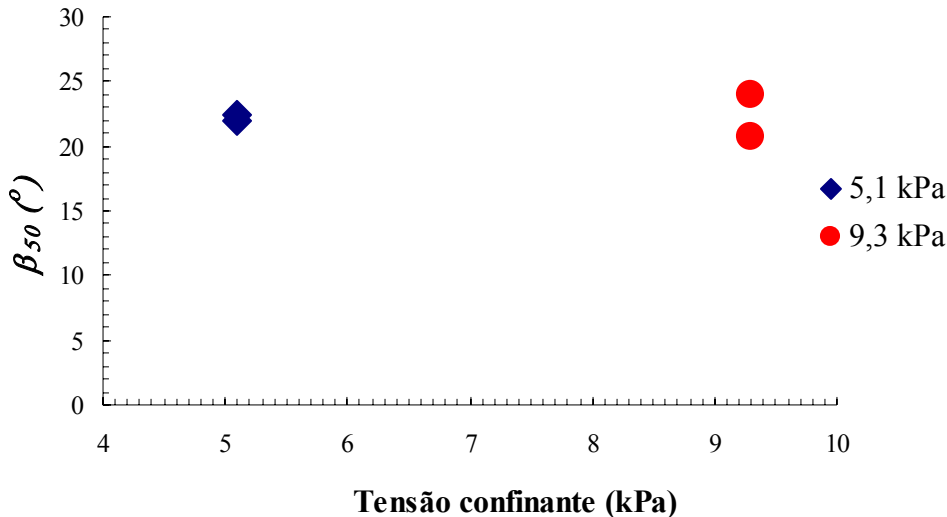


**Figura 7.9. Detalhes dos aspectos superficiais das amostras de GCL BF e geomembrana para cada uma das condições de ensaio plano inclinado sobre a interface GM<sub>PEADc</sub>-GCL BF sob  $\sigma_0=9,3$  kPa: (a) amostra de GCL BF hidratada; (b) ensaio de interface GM<sub>PEADc</sub>-GCL BF hidratado montado; (c) aspecto da superfície da geomembrana após ensaio; (d) alimentação de água a montante da interface GM<sub>PEADc</sub>-GCL BF; (e) lâmina d'água que emerge à jusante da interface em ensaio sob escoamento d'água; (f) aspecto da superfície da geomembrana após ensaio sob escoamento d'água.**

Para esse nível de confinamento, no que corresponde aos ensaios sobre as amostras de GCL BF hidratadas, as constatações experimentais são similares às aquelas correspondentes aos ensaios a 5,1 kPa, sendo possível identificar as marcas da bentonita úmida sobre a superfície da geomembrana (Fig. 7.9 c), a qual provavelmente regeu o comportamento resistente da interface. Para os ensaios sob escoamento d'água, a despeito da melhor condição de contato da interface Geoembrana-GCL BF decorrente da tensão confinante aplicada, foi possível constatar que uma fina lâmina d'água escoada à montante da interface emergia à jusante, provavelmente devido à existência de irregularidades superficiais e à transmissividade dos geotêxteis. Essa lâmina foi capaz de lubrificar adicionalmente a bentonita extrudada pelo confinamento, tornando-a menos consistente (mais fluida, ver Fig. 7.9f), afetando drasticamente a

propriedade resistente dessa interface com uma redução do ângulo de deslizamento  $\beta_{50}$  da ordem de  $9^\circ$ . É provável, contudo, que as subpressões hidrostáticas geradas pelo escoamento de água tenham contribuído fortemente para a redução da tensão normal efetiva atuante na interface e, conseqüentemente, para essa drástica redução observada na resistência em relação à condição hidratada. Também o parâmetro  $\beta_o$  foi afetado, porém numa extensão menor. É possível notar, também, que o escoamento de água no nível da interface altera o mecanismo de deslizamento da geomembrana sobrejacente ao GCL BF, tornando-o mais impactante ao converter o deslizamento gradual em deslizamento brusco.

É igualmente relevante discutir os resultados obtidos para a interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF considerando-se as duas tensões de confinamento empregadas, ou seja,  $\sigma_o=5,1$  kPa e  $\sigma_o=9,3$  kPa. No que concerne aos ensaios realizados sobre as amostras de GCL BF hidratadas, os respectivos ângulos de atrito (representados por  $\beta_{50}$ ) correspondentes a cada um desses níveis de confinamento são apresentados sobre a Figura 7.10 abaixo, sendo possível constatar que não há diferença dos valores desse parâmetro quando se considera essas tensões aplicadas.



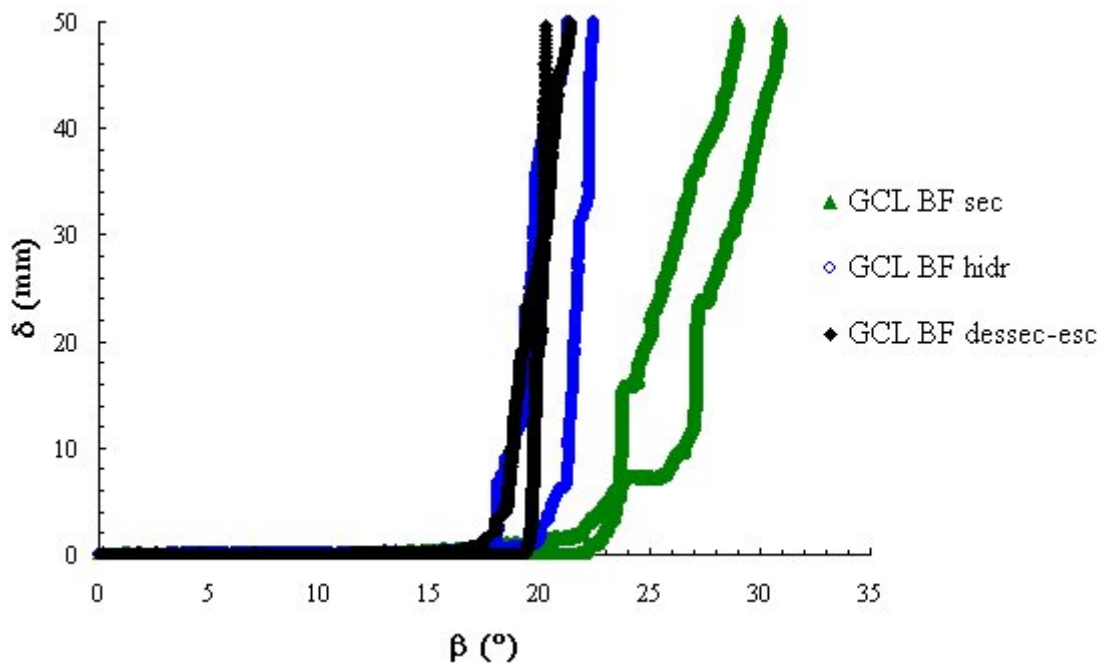
**Figura 7.10.** Influência da tensão confinante sobre o ângulo de atrito da interface  $GM_{PEADc}$ -GCL BF hidratado.

Conforme visto anteriormente, as amostras de GCL BF hidratadas submetidas aos ensaios de resistência de interface sobre o plano inclinado foram adensadas sob a tensão confinante correspondente a 5,1 kPa. Para a tensão confinante de 9,3 kPa, não é provável que a amostra de GCL BF tenha tido tempo suficiente para adensar sob esta carga visto que o tempo de exposição a este nível de confinamento foi efetivamente pequeno (tempo correspondente à montagem e ao ensaio). Portanto, é provável que esse ensaio ocorra sob condições essencialmente não drenadas no nível da interface e que as pressões na água intersticial da bentonita geradas por esse confinamento de magnitude maior que a tensão prévia de adensamento da amostra sejam não desprezíveis e justifiquem o menor ângulo de atrito aparente sob 9,3 kPa que sob 5,1 kPa. Portanto, é provável que a amostra de GCL BF adensada sob 5,1 kPa se encontre num estado de sub-adensamento (ou em processo de adensamento) no início do carregamento de 9,3 kPa.

#### 7.4.1.2 Interface Geomembrana PVC-GCL BF

No caso dessa interface, utilizou-se como referência a resistência de interface da geomembrana de PVC ( $GM_{PVC}$ ) em contato com o GCL BF seco, não hidratado, o que em outros termos corresponde ao contato da geomembrana com a face geotêxtil não tecido do GCL BF. Posteriormente, foram realizados ensaios correspondentes a essa mesma interface, porém considerando-se amostras de GCL hidratadas sob a tensão confinante de 5,1 kPa e submetidas à tensão de ensaio  $\sigma_o=9,3$  kPa. Em resumo, buscou-se avaliar de forma sequencial os respectivos comportamentos dessa interface, considerando-se: *i*) amostras de GCL BF secas; *ii*) amostras de GCL BF hidratadas; e *iii*) amostras de GCL BF dessecadas sujeitas ao escoamento de água na interface com a geomembrana.

A Figura 7.11 apresenta o conjunto das curvas  $\delta(\beta)$  correspondentes a cada um desses processos estudados. A Tabela 7.4 apresenta, para cada uma dessas condições, os respectivos valores dos parâmetros  $\beta_{50}$  e  $\beta_o$ .



**Figura 7.11.** Curvas  $\delta(\beta)$  representativas da interface  $GM_{PVC}$ -GCL BF submetidas a  $\sigma_o=9,3$  kPa. Nota: GCL BF sec: amostra de GCL BF seca (não hidratada); GCL BF hidr: amostra de GCL BF hidratada; GCL BF dessec-esc: amostra de GCL BF dessecada sujeita a escoamento de água.

**Tabela 7.4.** Resumo dos resultados de ensaio plano inclinado correspondentes à interface  $GM_{PVC}$ -GCL BF ( $\sigma_o=9,3$  kPa).

Condição da amostra de GCL	Nº do ensaio	Teor de umidade da bentonita (%)	$\beta_o$ (°)	Média (°)	$\beta_{50}$ (°)	Média (°)
Seca	1	21	22,5	20,8	30,9	30,0
	2	21	19,2		29,0	
Hidratada	1	146	19,9	19,0	22,5	21,9
	2	140	18,1		21,3	
Dessecada-Escoamento	1	101	19,5	18,4	21,4	20,8
	2	94	17,4		20,2	



Conforme esperado, a perda de resistência de interface do sistema que comporta o GCL BF hidratado é significativa comparativamente à condição não hidratada (seca) dessa barreira geossintética. Para as condições do ensaio, essa perda correspondeu a uma diferença da ordem de 8° para o parâmetro  $\beta_{50}$ , sendo porém menor para o parâmetro  $\beta_0$ . De forma similar ao que foi constatado experimentalmente para a geomembrana de PEAD, nota-se que o escoamento de água sobre a superfície dessecada do GCL BF conduz a resistência da interface GM<sub>PVC</sub>-GCL BF a um valor similar àquele correspondente à interface com a amostra de GCL BF hidratado. Cabem aqui, portanto, os mesmos argumentos descritos anteriormente para a interface GM<sub>PEADc</sub>-GCL BF, ou seja, é provável que a umidificação da interface devido ao escoamento de água tenha levado a bentonita superficial dessecada à mesma consistência da bentonita original hidratada extrudada sobre a superfície geotêxtil do GCL BF. A Figura 7.12 demonstra o aspecto superficial da geomembrana de PVC após os ensaios de escoamento de água.

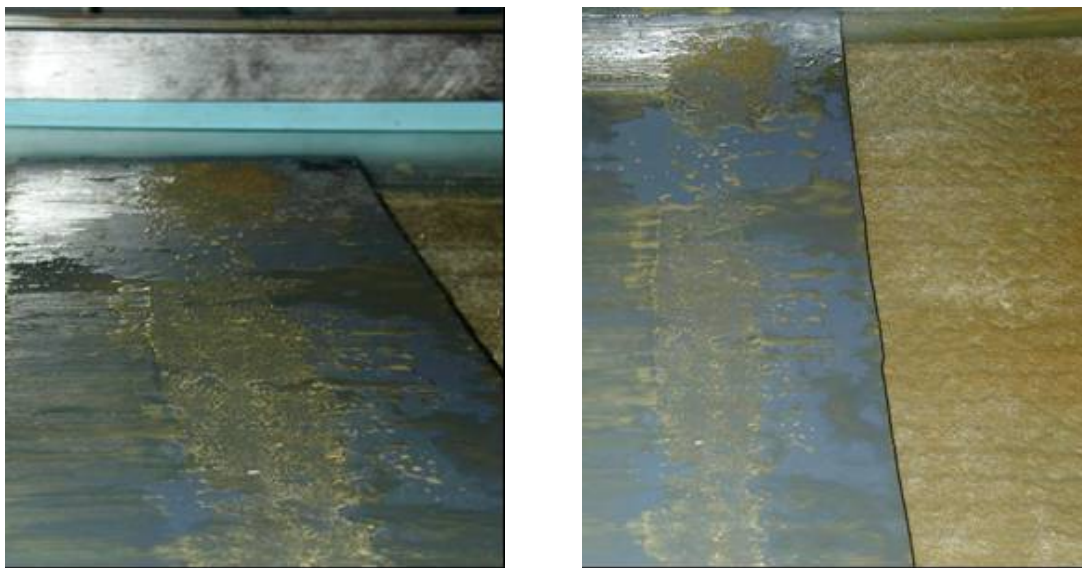


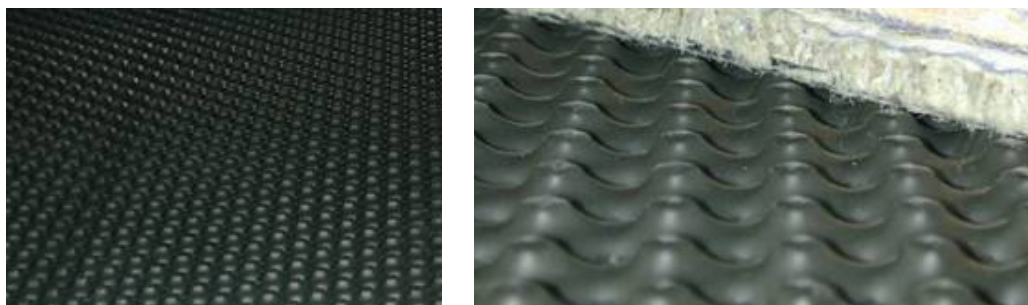
Figura 7.12. Detalhes dos aspectos superficiais das amostras de geomembrana de PVC após ensaios ( $\sigma_0=9,3$  kPa) de escoamento d'água sobre amostras de GCL BF dessecadas.

#### 7.4.2 Ensaio de resistência ao cisalhamento de interfaces GCL-Geossintéticos de drenagem

Em um sistema de revestimento de cobertura de um aterro sanitário, o GCL pode estar em contato com geossintéticos de drenagem seja a ele sobrejacentes (com o propósito de coletar as águas pluviais, evitando sua infiltração para o interior do corpo do resíduo), seja a ele subjacentes (com o propósito de coletar o gás gerado pela decomposição do resíduo). Conforme comentado no capítulo 5, um limitado banco de dados de interfaces GCL encontra-se disponível e a maioria dos dados corresponde a interfaces do tipo Geomembrana-GCL. A fim de reduzir essa lacuna, amostras de GCL BF e de GCL BM foram empregadas com o propósito de se avaliar o comportamento de interface destes produtos em contato com georredes e geoespaçadores. Neste caso, é o GCL que se encontra acima dos geossintéticos de drenagem a fim de simular a posição habitual em obra. A tensão confinante dos ensaios correspondeu a  $\sigma_0=5,1$  kPa.

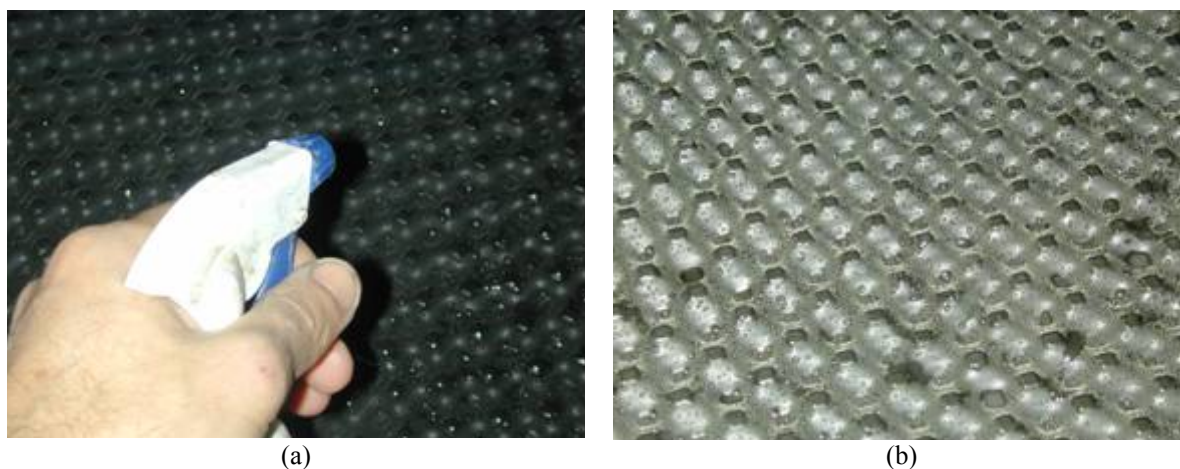
#### 7.4.2.1 Interface GCL BF-Geoespaçador

Dado o caráter intrusivo do geoespaçador de 8 mm (GS8), cujas particularidades estruturais podem ser revistas na Figura 7.13 abaixo, foi realizado um conjunto de ensaios destinados a aferir de que forma a evolução do teor de umidade da componente bentonita, e consequentemente a evolução da rigidez do GCL, intervém na mobilização da resistência de interface.



**Figura 7.13.** Estrutura do geoespaçador de 8 mm de espessura (GS8) empregado nos ensaios de interface com amostras de GCL BF.

Assim, amostras de GCL BF hidratadas foram ensaiadas em contato com o geoespaçador, considerando-se tempos de hidratação da bentonita de 90 minutos (1,5 horas), 300 minutos (5 horas) e 14 dias. Para os dois primeiros tempos, as amostras foram hidratadas sem confinamento, podendo o processo ser representativo da hidratação do GCL durante a fase de instalação, portanto anterior à disposição do confinamento devido ao solo de cobertura. Para o tempo de hidratação de 14 dias, as amostras foram continuamente submetidas à tensão confinante de projeto, o que pode ser representativo da situação em que, após sua instalação e lançamento da água de hidratação, o GCL é submetido à tensão confinante devido ao lançamento do solo de cobertura. Numa última etapa, uma amostra de GCL BF hidratada durante 14 dias foi ensaiada sobre a superfície do geoespaçador previamente pulverizada com uma fina névoa de água, conforme pode ser visto na Figura 7.14 abaixo, com o propósito de se avaliar o efeito dessa condição superficial sobre a resistência de interface do sistema



**Figura 7.14.** Detalhes da pulverização da superfície do geoespaçador destinado ao ensaio de interface com o GCL BF hidratado durante 14 dias: (a) pulverização superficial; (b) superfície pulverizada com água.

A Figura 7.15 apresenta o conjunto das curvas  $\delta(\beta)$  correspondentes a cada um dos tempos de hidratação do GCL BF considerados. A Tabela 7.5 apresenta, para cada uma dessas condições, os respectivos valores do parâmetro  $\beta_{50}$ .

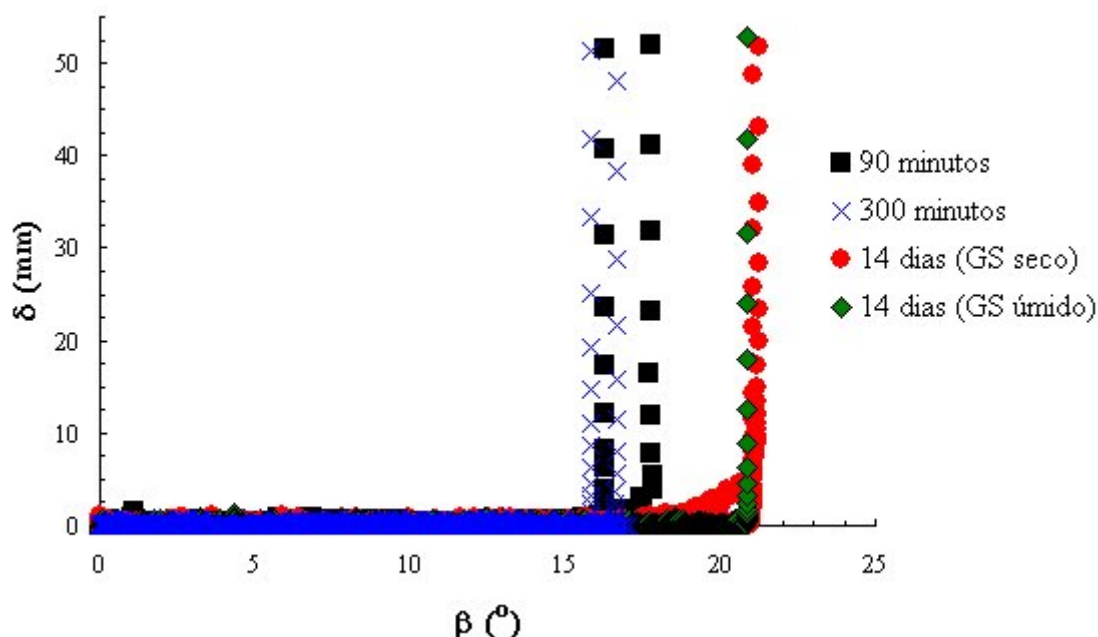


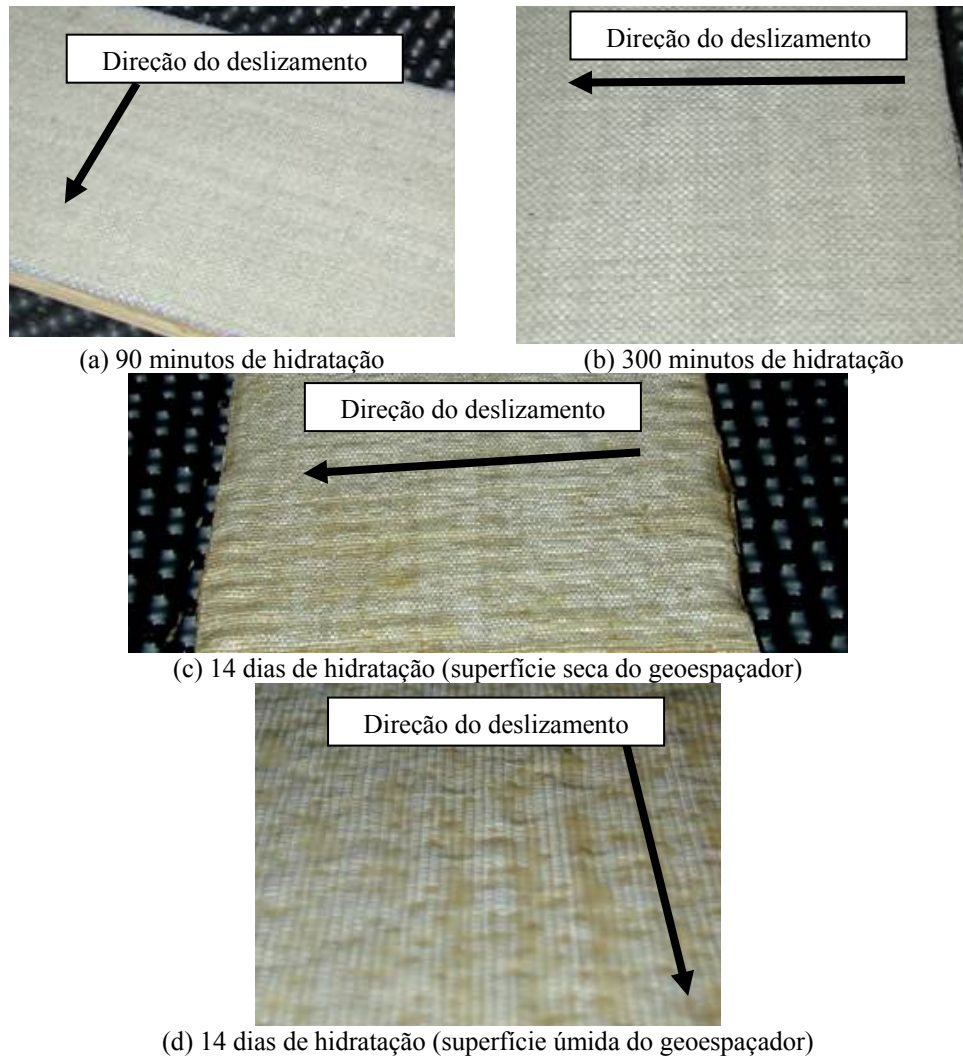
Figura 7.15. Curvas  $\delta(\beta)$  representativas da interface GCL BF-GS8 submetidas a  $\sigma_o=5,1$  kPa: efeito do tempo de hidratação.

Tabela 7.5. Resumo dos resultados de ensaio plano inclinado correspondentes à interface GCL BF-GS8 ( $\sigma_o=5,1$  kPa).

Tempo de hidratação do GCL	Nº do ensaio	Teor de umidade da bentonita (%)	$\beta_{50}(^\circ)$	Média ( $^\circ$ )
90 minutos	1	ND	16,3	17,0
	2		17,7	
300 minutos	1	ND	15,8	16,3
	2		16,7	
14 dias (GS seco)	1	158	21,1	21,2
	2	156	21,3	
14 dias (GS úmido)	1	150	20,9	20,9

Nota: GS seco: superfície seca do geoespaçador; GS úmido: superfície úmida do geoespaçador; ND: Não Determinado.

A Figura 7.16 mostra as respectivas superfícies do GCL BF para cada um dos tempos de hidratação após a realização dos ensaios no plano inclinado, salientando-se que, no caso dessa interface, é o geotêxtil tecido do GCL BF que estabelece contato com a superfície do geoespaçador.



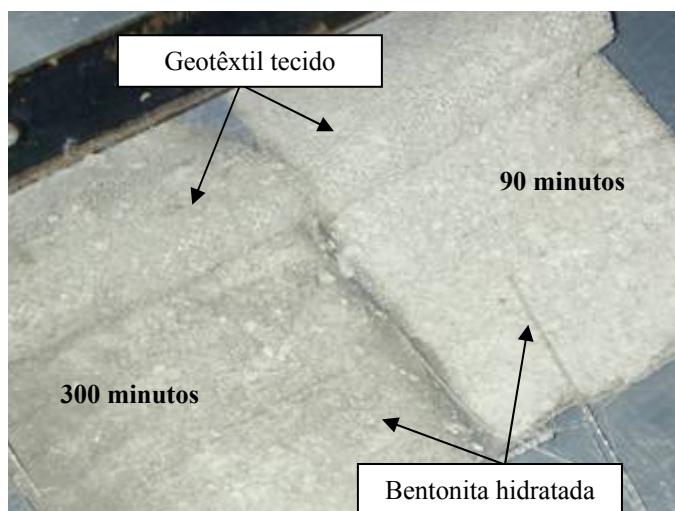
**Figura 7.16.** Detalhes dos aspectos superficiais das amostras de GCL BF (face geotêxtil tecida) após ensaios de interface com geoespaçador de 8 mm a  $\sigma_0 = 5,1$  kPa.

É possível notar que o estado de consistência da componente bentonita do GCL BF afeta fortemente a resistência ao deslizamento mobilizada em cada uma das condições descritas anteriormente. Para os tempos de hidratação correspondentes a 90 minutos e a 300 minutos, nota-se que a resistência de interface é devida quase que exclusivamente ao contato do geotêxtil tecido com os elementos protuberantes da superfície do geoespaçador. Para esses tempos de hidratação, não foi possível determinar o teor de umidade da bentonita, pois não houve tempo suficiente para que essa umidade se equalizasse em toda a bentonita da amostra. De fato, como o processo de hidratação se deu pela deposição de água sobre a superfície geotêxtil não-tecida do GCL BF assentado sobre um tanque (de forma aproximada à hidratação em campo), existe uma grande quantidade de bentonita, sobretudo na face inferior tecida, que ainda se encontra sob a condição pulverulenta seca. De fato, a maior parte da umidade está ainda concentrada na bentonita adjacente à face não tecida e ela ainda não migrou em direção à bentonita subjacente.

O aspecto plano ou não deformado do geotêxtil tecido após o ensaio (Fig 7.16a,b) demonstra que, a despeito do caráter intrusivo dessas protuberâncias, não houve nenhum mecanismo de afundamento superficial que pudesse ser identificado pela



formação de sulcos ao longo da superfície de deslizamento. Como pode ser visto na Figura 7.17 abaixo e em conformidade com o que fora descrito anteriormente, esses tempos de hidratação não são suficientes para conduzir a bentonita a uma consistência plástica, de modo que a bentonita em pó hidratada apresenta uma consistência sólida que limita o afundamento superficial devido às protuberâncias do geoespaçador. A similaridade dos respectivos parâmetros  $\beta_{50}$  (ver Fig. 7.15 e Tabela 7.5) demonstra se tratar da mesma interface, a despeito das diferentes condições de hidratação da bentonita.



**Figura 7.17.** Distribuição de umidade ao longo da componente bentonita dos GCLs BF destinados aos ensaios de interface com o geoespaçador de 8 mm a  $\sigma_v=5,1$  kPa.

Quando se considera, porém, o comportamento dessa interface para a amostra de GCL hidratada após 14 dias, nota-se claramente a presença de sulcos na superfície geotêxtil tecido do GCL (Fig. 7.16c,d) devidos à intrusão das protuberâncias do geoespaçador. Essa intrusão é obviamente proporcionada pela consistência plástica da bentonita hidratada, de modo que o mecanismo de mobilização da resistência ao deslizamento do GCL hidratado sobre o geoespaçador é regido não mais exclusivamente pelo esforço necessário para vencer o atrito do geotêxtil tecido nos contatos com o geoespaçador, mas também pelo esforço adicional que deve ser imposto pelo sistema para deslocar lateralmente a bentonita interna ao GCL na zona de intrusão, permitindo o deslizamento ao longo das linhas de sulco. É necessário acrescentar que a estrutura interna do GCL BF (agulhada) pode apresentar uma resistência ao deslocamento lateral da bentonita puncionada. Tudo isso justificaria o maior valor de  $\beta_{50}$  demandado para essa configuração.

No que corresponde ao ensaio de interface que contempla a amostra de GCL BF hidratada deslizando sobre a superfície úmida do geoespaçador, nota-se que não houve nenhuma alteração da resistência ao deslizamento mobilizada por essa configuração de ensaio. É importante salientar que ao fim dos ensaios com amostras de GCL BF hidratadas durante 14 dias, a despeito da consistência plástica da bentonita, não foi constatada nenhuma marca de bentonita extrudada através do geotêxtil tecido sobre as protuberâncias do geoespaçador (Fig.7.18). Assim, no caso do ensaio em que a superfície do geoespaçador foi previamente pulverizada com água, a interface não foi suscetível ao efeito lubrificante da água sobre a bentonita devido essencialmente à ausência desta. Também o geotêxtil tecido não demonstrou sua sensibilidade a um

eventual efeito lubrificante da umidade superficial, provavelmente porque ele já se encontrava saturado pela bentonita interna do GCL BF.

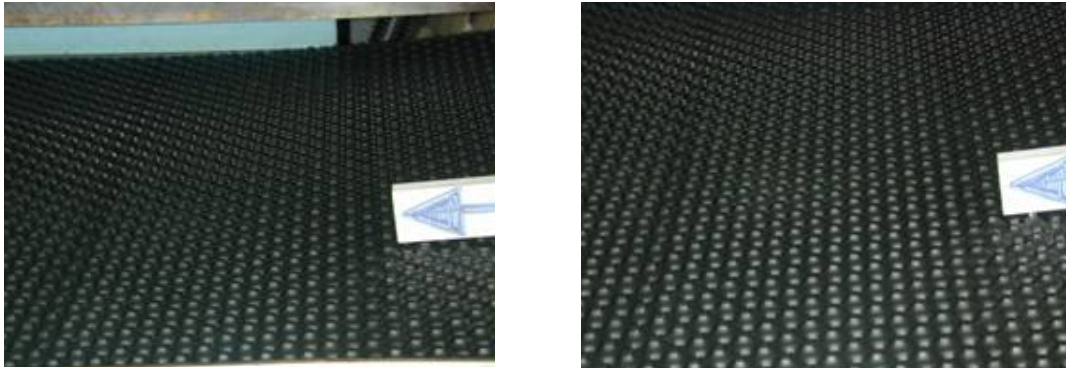


Figura 7.18. Superfície do geoespaçador após ensaio de interface com amostra de GCL BF hidratada durante 14 dias: ausência de bentonita extrudada.

Dada a particularidade do mecanismo de afundamento do GCL BF hidratado devido à ação intrusiva das protuberâncias do geoespaçador (ver Fig. 7.16c), um ensaio similar de interface GCL-Geoespaçador (superfície seca) foi realizado, empregando-se desta vez o GCL BM hidratado sob a tensão de ensaio (5,1 kPa) durante 14 dias. Esse GCL apresenta a particularidade de apresentar o geotêxtil de contato com o geoespaçador composto pela combinação de um geotêxtil não tecido reforçado por um filme geotêxtil tecido.

A Figura 7.19 e a Tabela 7.6 apresentam os resultados oriundos destes ensaios, comparando-os com aqueles obtidos precedentemente para a interface GCL BF-Geoespaçador sob as mesmas condições.

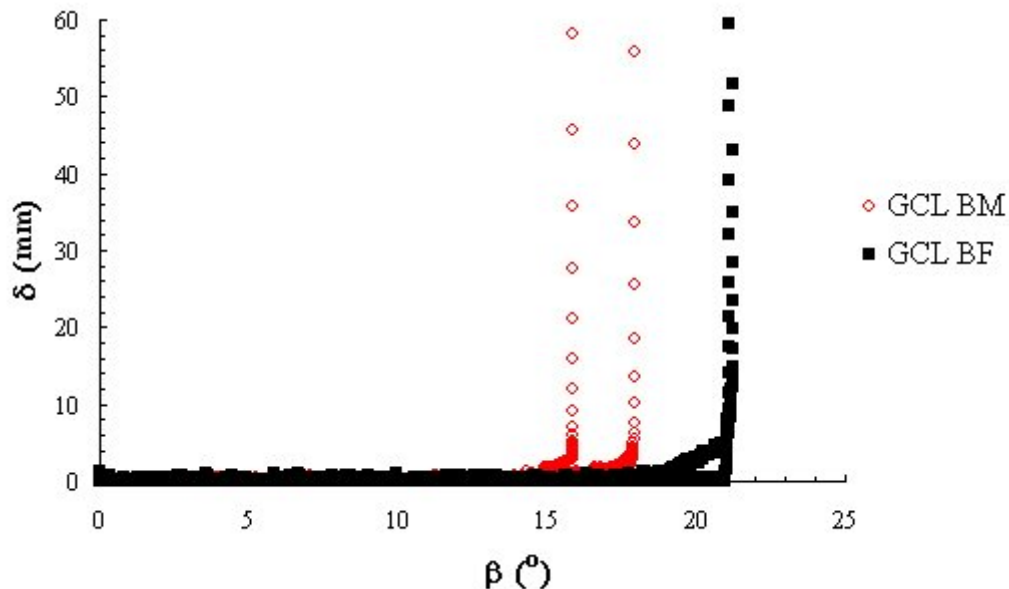
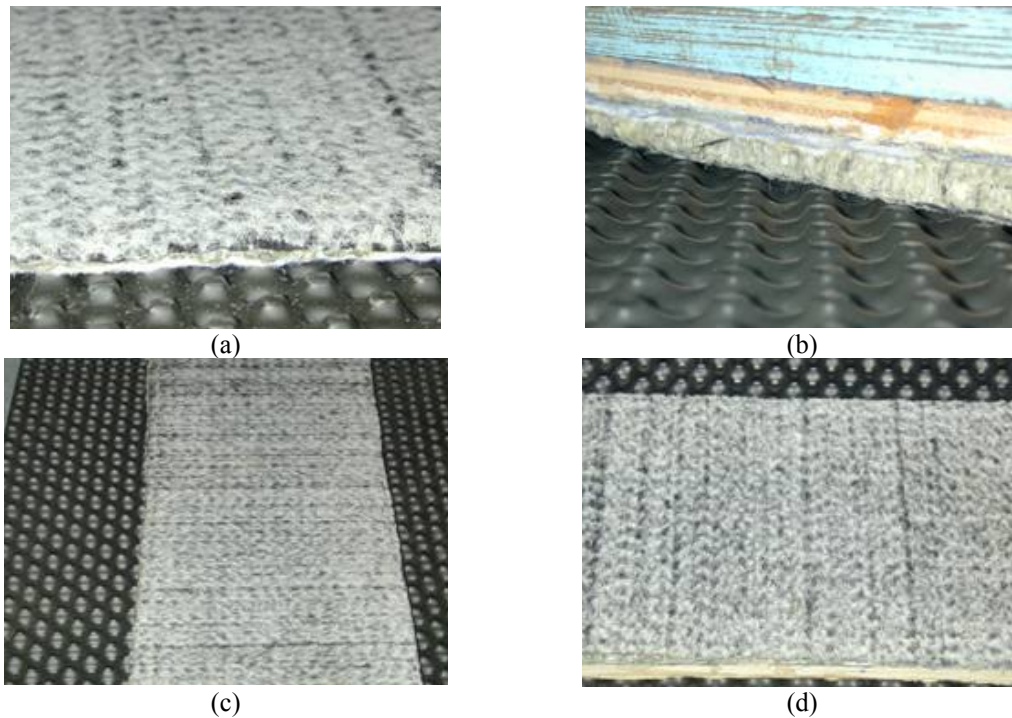


Figura 7.19. Curvas  $\delta(\beta)$  representativas de interfaces GCL-GS8 submetidas a  $\sigma_0=5,1$  kPa: influência do tipo de geotêxtil de contato com o geoespaçador.

**Tabela 7.6. Resumo dos resultados de ensaio plano inclinado correspondentes às interfaces GCL-GS8 ( $\sigma_0=5,1$  kPa): influência do tipo de geotêxtil de contato com o geoespaçador.**

Tipo de GCL	Geotêxtil de contato	Nº do ensaio	Teor de umidade da bentonita (%)	$\beta_{50}(^\circ)$	Média ( $^\circ$ )
GCL BF	Tecido	1	158	21,1	21,2
		2	156	21,3	
GCL BM	Não tecido reforçado por filme tecido	1	132	18,0	17,0
		2	134	15,9	

É interessante notar que o geotêxtil não tecido reforçado correspondente ao GCL BM é, para essa interface e para as condições do ensaio, menos eficiente do que a interface geotêxtil tecido correspondente ao GCL BF. As diferenças de rigidez dos geotêxteis de contato e o caráter intrusivo das protuberâncias do geoespaçador respondem por esse comportamento. As características superficiais do geotêxtil não tecido reforçado e seus respectivos aspectos superficiais após ensaio são mostrados na Figura 7.20 e demonstram que a maior rigidez estrutural desse geotêxtil inibe o processo de intrusão do geoespaçador e a formação de sulcos na direção do deslizamento.



**Figura 7.20. Detalhes do GCL BM empregado nos ensaios de interface com o geoespaçador de 8 mm a  $\sigma_0=5,1$  kPa: (a) face geotêxtil não tecido reforçado; (b) GCL BM hidratado assentado sobre o geoespaçador; (c) e (d) superfície geotêxtil após ensaios de interface.**

Assim, a resistência mobilizada é essencialmente dominada pelo atrito da superfície das protuberâncias do geoespaçador com a superfície geotêxtil plana (não deformada), não sendo demandado, portanto, nenhum esforço adicional para que a resistência oferecida pela intrusão seja vencida como no caso do geotêxtil tecido do GCL BF. Embora o geotêxtil não tecido seja geralmente mais eficaz que o geotêxtil tecido no que concerne ao atrito de interface, nesse caso particular é a suscetibilidade do GCL à intrusão do geoespaçador quem rege o mecanismo de mobilização da resistência ao deslizamento.

Como a estrutura interna agulhada dos GCLs BF e BM é similar, supõe-se a priori que este fator não tem influência sobre a diferença de comportamento notada.

#### 7.4.2.2 Interface GCL BF-Georrede

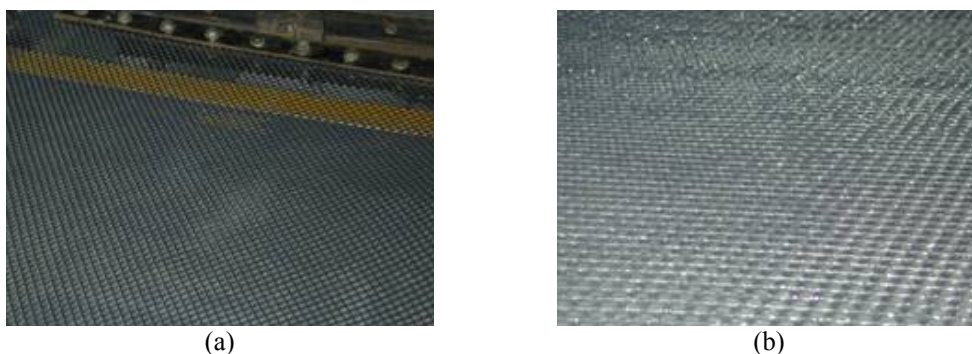
Buscou-se aqui avaliar um aspecto da estabilidade de uma interface GCL-Georrede (daqui em diante denominada GCL BF-GR) correspondente à fase de instalação desses produtos em campo. Esse aspecto corresponde a uma eventual situação em que o lançamento em obra da manta de GCL sobre a georrede de drenagem é precedida por uma precipitação que pulveriza a superfície desse dispositivo de drenagem com uma fina camada de água. O objetivo, portanto, é de avaliar o impacto desse processo sobre a estabilidade do sistema, sobretudo se a instalação do GCL for acompanhada de uma ancoragem precária dessa manta no topo do talude.

Duas condições de interface foram, portanto, avaliadas:

- i. a primeira, correspondendo à análise da resistência de interface do sistema GCL BF-GR, considerando-se a amostra de GCL BF hidratada durante 90 minutos sob condição de expansão livre (não confinada), e com o deslizamento da face geotêxtil tecida do GCL BF sobre a superfície seca da georrede;
- ii. a segunda, correspondendo à análise da resistência de interface desse mesmo sistema, considerando-se, contudo, a superfície da georrede no estado úmido.

O tempo de hidratação de 90 minutos foi admitido como sendo representativo do tempo que antecede ao lançamento da camada de cobertura provisória após o lançamento de água sobre a superfície geotêxtil não tecida do GCL para fins de hidratação da bentonita. A tensão confinante adotada nos ensaios corresponde a  $\sigma_0 = 5,1$  kPa.

A Figura 7.21 apresenta os respectivos aspectos da superfície da georrede (GR) sob as condições seca (GR seca) e umedecida (GR úmida). O umedecimento superficial da georrede se deu de forma similar ao procedimento adotado anteriormente para o estudo da interface GCL-Geoespaçador, ou seja, uma fina névoa d'água foi pulverizada sobre esse dispositivo de drenagem. Nota-se que a estrutura planar (bidimensional) da georrede favorece o acúmulo de água em sua superfície. As curvas representativas da mobilização da resistência de interface dessas configurações são apresentadas na Figura 7.22 e a Tabela 7.7 apresenta o resumo dos resultados.



**Figura 7.21.** Detalhes da estrutura e da superfície da georrede destinada aos ensaios de interface com o GCL BF hidratado: (a) superfície seca (GR seca); (b) superfície úmida (GR úmida).



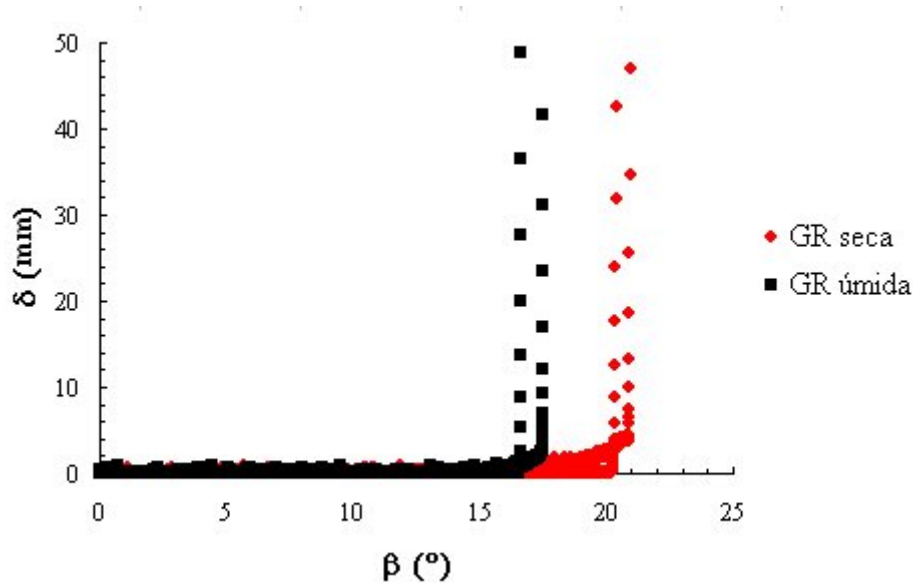


Figura 7.22. Curvas  $\delta(\beta)$  representativas das interfaces GCL BF-GR submetidas a  $\sigma_0=5,1$  kPa: efeito da umidade superficial da georrede.

Tabela 7.7. Resumo dos resultados de ensaio plano inclinado correspondentes à interface GCL BF-GR ( $\sigma_0=5,1$  kPa).

Condição da superfície da georrede	Nº do ensaio	Teor de umidade da bentonita (%)	$\beta_{50}(\circ)$	Média ( $\circ$ )
Seca (GR seca)	1	ND	20,9	20,7
	2		20,4	
Úmida (GR úmida)	1	ND	16,6	17,1
	2		17,5	

Nota: ND: Não Determinado

Os resultados demonstram que o sistema converge para uma condição menos estável. A redução da resistência de interface está associada à redução do parâmetro  $\beta_{50}$ , a qual correspondeu a uma ordem de grandeza de aproximadamente  $4^\circ$  em decorrência do umedecimento superficial da interface. Em campo, esse processo pode se tornar ainda mais crítico quando se considera a incidência da carga devida ao tráfego de equipamentos quando do lançamento do solo de cobertura.

Os respectivos aspectos superficiais da face tecida dos GCLs BF ensaiados são mostrados na Figura 7.23 e demonstram em particular o umedecimento do geotêxtil pela água superficial (Fig 7.23b), o que nesse caso tornou a interface sensível à lubrificação promovida pela água. Provavelmente, para a interface GCL BF-Geoespaçador anteriormente estudada sob condições similares, o caráter hidrofílico desse geotêxtil e seu provável efeito lubrificante ficaram mascarados pelo fato dele se encontrar em contato com a bentonita saturada, estando ele também previamente saturado. Desse modo, a umidificação do geoespaçador não teria nenhum efeito adicional sobre o comportamento resistente daquele sistema.



**Figura 7.23.** Detalhes da superfície do geotêxtil tecido do GCL BF após ensaios de interface com a georrede: (a) ensaio sobre superfície seca; (b) ensaio sobre superfície úmida.

### 7.5 Resumo e conclusões

Esse capítulo tratou da resistência ao cisalhamento de interfaces que contemplam GCLs sob condição de baixas tensões confinantes, as quais são representativas de camadas de cobertura de aterros sanitários. Ênfase foi dada às interfaces do GCL com geomembranas e geossintéticos de drenagem, estudando-se aspectos que podem ser críticos à estabilidade destas interfaces, a saber, grau de hidratação da bentonita, ciclos de secagem-umedecimento, escoamento de água na interface, umedecimento superficial e tipo de geotêxtil de contato.

As respectivas metodologias de ensaio adotadas a fim de se atender a cada um dos objetivos propostos nos estudos acima foram descritas, com particular destaque para as adaptações realizadas sobre o equipamento plano inclinado que permitiram a realização de ensaios com o escoamento de água interfacial. Os procedimentos de hidratação das amostras de GCL (com e sem confinamento), assim como o procedimento de dessecação dos GCLs hidratados foram igualmente apresentados.

Para os ensaios de interface do tipo Geomembrana-GCL, foi constatado que o processo de extrusão da bentonita devido ao carregamento aplicado aparenta reger o comportamento de interface, sendo a resistência de interface mobilizada drasticamente reduzida quando da lubrificação adicional dessa bentonita pela água de escoamento interfacial. A dessecação do GCL, e particularmente de sua componente bentonita superficial, aumenta a estabilidade do sistema, porém o escoamento de água sobre essa interface dessecada conduz o sistema à mesma resistência de interface correspondente à condição original hidratada do GCL anterior à dessecação. Essas constatações se aplicam tanto às interfaces com geomembranas de PEAD lisas, quanto àquelas com geomembranas de PVC lisas.

Para os ensaios de interface do tipo GCL-Geossintéticos de drenagem, foi visto que a resistência mobilizada mostrou-se fortemente dependente da estrutura do geossintético de drenagem, do tipo de geotêxtil de contato e da consistência da componente bentonita do GCL. Para o geossintético de drenagem planar (georrede), nota-se que o estado de umidificação superficial afeta a resistência de interface mobilizada durante a fase de instalação.

Para o geossintético de drenagem tridimensional (geoespaçador), nota-se que o comportamento resistente da interface é fortemente regido pelo caráter intrusivo de suas protuberâncias superficiais, principalmente quando a componente bentonita do GCL atinge uma consistência plástica. Esse comportamento é realçado quando uma interface geotêxtil mais rígida é ensaiada, inibindo esse processo de intrusão e, conseqüentemente, demandando um menor esforço tangencial para que a resistência ao deslizamento seja vencida. Para as interfaces GCL-Geossintéticos de drenagem e para as condições dos ensaios, não foi constatada nenhuma extrusão de bentonita sobre a interface que pudesse interferir no comportamento resistente estudado.

## **8 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES**

---

### **8.1 Conclusions**

Cette thèse avait pour but d'étudier le comportement hydraulique et mécanique de composés géosynthétiques, et plus particulièrement les géocomposites bentonitiques (GCBs) dans leur application aux systèmes d'étanchéité de couvertures des centres de stockage de déchets. L'objectif était d'évaluer les flux gazeux au travers des GCBs, ainsi que le comportement résistant d'interfaces avec géosynthétiques, soumis à de faibles contraintes de confinement représentatives des conditions particulières existant en couverture. À cet effet, de nouvelles méthodologies d'essai et des adaptations de méthodes déjà existantes ont été proposées, permettant une meilleure compréhension de ces comportements. Un nouvel équipement avec une méthodologie d'essai appropriée pour mesurer la perméabilité aux gaz des GCBs a notamment été développé. De nombreuses informations expérimentales originales liées au frottement d'interface de systèmes avec géosynthétiques ont également été obtenues. Ces informations ont permis de comprendre le comportement résistant d'interface sous quelques conditions particulièrement critiques qui peuvent être rencontrées sur site. Les principaux résultats avec leurs conclusions sont présentés ci-dessous.

#### **8.1.1 Recherche expérimentale sur la perméabilité aux gaz de géocomposites bentonitiques (GCBs)**

Ce programme de recherche a abouti à la conception et la mise au point d'un nouvel équipement d'essai et d'une méthodologie d'essai pour la mesure de la perméabilité aux gaz de GCBs sous flux en régime transitoire. Avec cette méthodologie proposée, on analyse la courbe de pression du gaz dans la chambre amont et à partir d'un bilan des flux de gaz (tirée d'une étude similaire menée par Li et al. (2004) sur les flux d'air au travers d'échantillons d'asphalte), on montre qu'il est possible d'en déduire le coefficient de perméabilité du produit testé. Il faut ressortir qu'il s'agit de la première fois qu'on adapte cette méthode sur des échantillons de sol.

Les résultats expérimentaux obtenus pour différentes teneurs en eau ont validé l'emploi de la méthode de la « chute de pression ». Comparée à la méthode conventionnelle de détermination de ce paramètre sous flux en régime stationnaire, la méthode de chute de pression donne des résultats similaires, mais plus rapidement et avec un appareillage plus simple. En effet, elle n'exige pas la mesure du flux de gaz qui traverse l'échantillon de GCB, qui est difficile à faire surtout quand le milieu poreux a une forte teneur en eau ou plus généralement quand les flux sont très faibles (dans ce cas, attendre la condition de flux stationnaire est un processus lent et source d'erreurs). La répétabilité vérifiée des courbes de chute de pression et les résultats obtenus pour un même échantillon d'essai démontrent la fiabilité de la méthode proposée.

### 8.1.2 Recherche expérimentale sur la résistance au cisaillement d'interfaces géosynthétique-géosynthétique

Cette étude a montré que les géosynthétiques sont sensibles à la déformation cumulée sur leurs surfaces. Cette sensibilité joue sur leurs propriétés de résistance au cisaillement d'interface, pouvant augmenter ou réduire la stabilité des interfaces. Du fait de la possibilité de mobiliser des déplacements relatifs supérieurs à 50 mm, le paramètre  $\phi_{50}$  correspondant, défini par la norme Pr EN ISO 12957 (2001), peut s'avérer non représentatif de la réalité. Les modifications de propriété dépendent de la composition polymérique des géosynthétiques, de la position relative des éléments de l'interface et de la structure de ces éléments. Les déformations cumulées peuvent aussi modifier le mécanisme de glissement de l'interface (glissement saccadé transformé en glissement abrupt ou brutal, par exemple), ce qui peut rendre le glissement plus dangereux.

Dans l'étude de l'influence de la position relative des éléments d'une même interface géosynthétique sur les paramètres de frottement, on a vu que la composition polymérique des géosynthétiques joue un rôle important : les géomembrane en PEHD testées ont montré une sensibilité plus grande par rapport à celles en polypropylène (PP) et à celles en chlorure de polyvinyl (PVC). Cette sensibilité se manifeste soit dans la phase statique ( $\phi_{50}$ ), soit dans la phase dynamique ( $\phi^{dyn}$ ), et peut donc être identifiée comme une source de variabilité des paramètres de frottement d'interface déterminés en laboratoire. Ce type d'essai peut être phénoménologiquement considéré comme corréléable à l'essai avec cumul de déformation, puisque l'essai d'inversion permet de tester l'influence de la longueur de déplacement en glissement sur la valeur du frottement.

Cette différence de comportement peut être justifiée par le fait que, pendant le glissement, le géosynthétique supérieur est soumis à une condition de contact continu avec le géosynthétique inférieur et pour chaque configuration, la déformation cumulée sur la surface du géosynthétique actif (celui qui glisse) est différente de la déformation cumulée sur la surface du géosynthétique sur lequel se passe le glissement (géosynthétique passif). D'où une quantité de déformation cumulée différente sur les éléments actif et passif et une mobilisation du frottement différente quand on intervertit le rôle des géosynthétiques (essai d'inversion). Par contre, il y a des interfaces qui ne sont pas affectées par ce type de phénomène. Le processus de mobilisation initiale du déplacement relatif, représenté par le paramètre  $\phi_o$ , ne dépend pratiquement pas de la position relative pour presque tous les cas étudiés.

### 8.1.3 Recherche expérimentale sur la résistance au cisaillement d'interfaces sol compacté-géosynthétique

Cette recherche nous a permis de conclure qu'il est possible de distinguer les comportements résistants d'interfaces du type sol compacté-géosynthétique soumises à de faibles contraintes de confinement grâce à l'équipement plan incliné. Contrairement au paramètre  $\phi_o$ , le paramètre  $\phi_{50}$  n'est généralement pas adapté aux conditions statiques et sa détermination n'a donc théoriquement pas d'intérêt ici. De plus, étant donné que  $\beta_{50} > \beta_o$ , la valeur de  $\phi_{50}$  surestime la valeur de  $\phi_o$ , correspondant en fait au début du glissement. L'évaluation de la résistance d'interface des barrières composites avec le paramètre  $\phi_{50}$  n'est donc pas sécuritaire dans le cas du mécanisme de glissement progressif ou graduel où :  $\tan \phi_{50} > \tan \phi_o$ .  $\phi^{dyn}$  est un paramètre de frottement important et

doit donc être considéré dans les projets. Il est systématiquement plus petit que  $\phi_{50}$ , ce qui peut être une explication de quelques cas réels de rupture observés sur site. La forme de la courbe  $\delta(\beta)$  est très instructive et la différence entre les glissements du type progressif (graduel) et brutal (abrupt) peut être facilement associée à la différence entre  $\phi_o$  et  $\phi^{dyn}$ . Pour une barrière composite qui se trouve à la limite du glissement, un comportement du type glissement progressif est moins dangereux qu'un comportement du type glissement brutal. Pour toutes les interfaces testées, le frottement décroît significativement lorsque la contrainte de confinement (ou l'épaisseur de la couche de couverture) augmente.

Dans les conditions spécifiques de nos essais (types de géotextiles, types et degré de compactage du sol), les essais réalisés pour l'interface sol compacté-géotextile ont montré un angle de frottement statique plus grand que celui du sol compacté. Il semble donc que, dans le cas du glissement d'une couche de couverture sur une interface géotextile, celui-ci se produit dans la couche de sol, et non sur le géotextile. Dans le cas particulier d'une interface lisse obtenue avec une géomembrane en PEHD, on a vu que le frottement d'interface est inférieur à celui du sol compacté et que le glissement se produit donc au niveau de la surface de la géomembrane, et non dans le sol. Ces constats entraînent une discussion sur l'usage des géosynthétiques de renforcement du sol de couverture selon la méthodologie constructive traditionnelle : en d'autres termes, est-il intéressant de recourir à ces géosynthétiques pour renforcer cette interface supposée critique (interface avec une faible résistance) ? La mise en place d'un géotextile de renforcement (avec une résistance en traction convenable) au sein même de la couche de sol peut être plus efficace car d'un côté le frottement augmente avec la réduction de la contrainte de confinement, et de l'autre la potentialité de rupture est réduite par la redistribution des contraintes dans le géotextile. Par contre, il faut vraiment mettre en pratique une recherche expérimentale dans le but d'évaluer l'efficacité de cette proposition constructive.

#### **8.1.4 Recherche expérimentale sur la résistance au cisaillement des interfaces avec géocomposites bentonitiques**

Des interfaces géosynthétiques avec GCBs ont été étudiées pour évaluer leur comportement résistant en fonction du degré d'hydratation de la composante bentonite, de l'incidence de cycles de séchage-humidification, du ruissellement d'eau au niveau de l'interface, de l'humidification de l'interface et du type de géotextile de contact. Les essais d'interface du type Géomembrane-GCB ont montré que l'extrusion de bentonite due au chargement appliqué détermine le comportement d'interface : la résistance d'interface mobilisée est drastiquement réduite par la lubrification additionnelle de cette bentonite, du fait de l'écoulement au niveau de l'interface de l'eau de ruissellement. La dessiccation du GCB, et plus particulièrement de sa composante bentonite superficielle, améliore la résistance d'interface du système, alors que le ruissellement d'eau sur cette interface après dessiccation conduit le système à la même résistance d'interface que celle correspondant à la condition d'hydratation initiale du GCB. Ces constats s'appliquent aux interfaces avec géomembranes en PEHD ou en PVC lisses.

Pour les essais d'interface du type GCB-Géosynthétiques de drainage, la résistance mobilisée s'est montrée fortement dépendante de la structure du dispositif de drainage, du type de géotextile en contact et de la consistance de la composante bentonite du GCB. Pour le géosynthétique de drainage bidimensionnel (géonet), on note que son état

d'humidification superficielle affecte la résistance d'interface mobilisée pendant la phase de mise en place du système. Pour le géosynthétique de drainage tridimensionnel (géospaceur), on vérifie que le comportement résistant de l'interface est fortement déterminé par le caractère intrusif des protubérances superficielles, principalement lorsque la composante bentonite du GCB est plastifiée. Ce comportement est plus marqué lorsqu'on teste une interface géotextile plus rigide qui inhibe ce processus d'intrusion et donc implique un plus petit effort tangentiel pour vaincre la résistance au glissement. Pour les interfaces GCB-Géosynthétiques de drainage et dans les conditions des essais réalisés, l'extrusion de bentonite sur l'interface pouvant affecter le comportement résistant n'a pas été constatée.

## 8.2 Perspectives et suggestions pour les recherches futures

La mesure de la perméabilité aux gaz de GCBs par la méthode de « chute de pression » nécessite des recherches complémentaires. Il faudrait en effet étudier l'effet des principaux paramètres qui interviennent dans le flux gazeux, c'est-à-dire la contrainte de confinement, la structure du GCB, le degré d'hydratation sous confinement, la déformation en traction, les cycles séchage-humidification, le contact avec une couche granulaire et la présence éventuelle de défauts dans la geomembrane du système d'étanchéité composite du type Géomembrane-GCB. Etant donné que tous ces paramètres ont été précédemment étudiées selon la méthode conventionnelle de mesure de perméabilité aux gaz en régime permanent, il serait intéressant de reprendre ces études en utilisant la méthode de chute de pression. De plus, la méthode appliquée ici aux GCBs peut parfaitement être étendue à d'autres barrières minérales employées dans les couvertures des centres de stockage de déchets, tels que les mélanges sol-bentonite et les couches d'argile compactée.

L'étude de la résistance d'interface des systèmes sol compacté-géosynthétique doit être également approfondie. D'autres types de géotextiles (avec ou sans fonction de renforcement du sol), d'autres types de sol et d'autres degrés de compactage doivent être considérés pour obtenir des réponses plus concluantes concernant les mécanismes liés à la rupture des couches de couverture des centres de stockage de déchets. Les essais obtenus en laboratoire et réalisés à petite échelle doivent être complétés par des essais sur site réalisés à grande échelle. Les informations issues de ces recherches seraient très utiles aux fabricants de géosynthétiques de renforcement, ainsi qu'aux bureaux d'études pour le choix du meilleur dispositif constructif, qui doit être compatible avec le mécanisme de rupture identifié par la recherche. La question de la mise en place éventuelle d'un géosynthétique de renforcement à l'intérieur de la couche de sol pour augmenter la stabilité du système de couverture mérite également une étude particulière. Dans le même contexte, l'étude de mélanges sol-fibres compactés paraît aussi être pertinente.

## **8 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS**

---

### **8.1 Conclusões**

Esta tese se propôs a estudar o comportamento hidráulico e mecânico de geocompostos bentoníticos (GCLs) e de outros sistemas geossintéticos sob a perspectiva de sua aplicação em sistemas de revestimento de camadas de cobertura de instalações de contenção de resíduos. A pesquisa foi empreendida com o propósito de tratar de problemas relacionados ao fluxo gasoso através de GCLs, assim como à resistência de interface de sistemas geossintéticos sujeitos às baixas tensões confinantes representativas dessas camadas. Foram propostos novos métodos de ensaio e adaptações de métodos já existentes que permitissem estudar alguns aspectos considerados relevantes ao melhor entendimento desses comportamentos. Nessa perspectiva, desenvolveu-se um equipamento e um método de medida da permeabilidade a gás de GCLs. De modo similar, gerou-se um volume de informações experimentais originais relacionadas ao atrito de interface de sistemas geossintéticos. Estas foram analisadas e permitiram compreender o comportamento de resistência de interface sob algumas condições particularmente críticas e passíveis de serem encontradas em obra. Os tópicos abordados e apresentados no corpo desta tese permitiram que se chegasse às conclusões gerais apresentadas abaixo.

#### **8.1.1 Trabalho experimental sobre a permeabilidade a gás de geocompostos bentoníticos (GCLs)**

Esse programa de pesquisa resultou na concepção de um novo equipamento de ensaio e na proposição de uma metodologia de ensaio que permitem a medida da permeabilidade a gás de GCLs sob regime de fluxo transiente. Os resultados experimentais obtidos validaram a utilização do método de queda de pressão para a medida da permeabilidade a gás de GCLs sob diferentes teores de umidade. Comparado com o método convencional de determinação desse parâmetro sob regime de fluxo permanente, o método da queda de pressão forneceu resultados similares, porém de uma forma mais rápida e mais simples no que concerne aos equipamentos empregados. De fato, a metodologia de ensaio proposta não exige a medida do fluxo de gás que atravessa a amostra de GCL, a qual é efetivamente difícil de ser feita, sobretudo quando o meio poroso se encontra a elevado teor de umidade ou quando as vazões são muito baixas. Neste caso, não há necessidade de que uma condição permanente de fluxo seja atingida, o que em muitos casos corresponde a um processo longo e fonte de erros. A repetibilidade das curvas de queda de pressão e os resultados obtidos para uma mesma amostra de ensaio reforçam a confiabilidade do método proposto.



### 8.1.2 Trabalho experimental sobre a resistência ao cisalhamento de interfaces do tipo geossintético-geossintético

Neste estudo, constatou-se que os geossintéticos são sensíveis à deformação induzida em sua superfície. Essa sensibilidade repercute sobre suas propriedades de atrito, podendo aumentar ou reduzir a resistência de interface mobilizada na fase de serviço. Como tais processos são capazes de gerar deslocamentos tangenciais relativos maiores que 50 mm, o parâmetro de atrito de interface  $\phi_{50}$  prescrito por norma pode ser não representativo. Essas mudanças são dependentes da constituição polimérica dos geossintéticos, da posição relativa entre os elementos da interface e da estrutura dos seus elementos componentes. Constata-se também que tais deformações induzidas podem mudar o modo de ruptura da interface, podendo conduzir o sistema a um deslizamento mais brusco.

No estudo da influência da posição relativa entre os elementos de uma mesma interface geossintética sobre os parâmetros de atrito, verifica-se que a constituição polimérica dos geossintéticos componentes do sistema exerce um papel importante. Geomembranas de Polietileno de Alta Densidade (PEAD), por exemplo, mostraram-se mais sensíveis que aquelas de Polivinil Clorado (PVC) e de Polipropileno (PP). Essa sensibilidade se manifesta seja na fase estática ( $\phi_{50}$ ), seja na fase dinâmica ( $\phi^{dyn}$ ), podendo, portanto, ser identificada como uma fonte de erro ou de variabilidade dos parâmetros de atrito de interface determinados em laboratório. As diferenças de comportamento podem ser, a princípio, justificadas pelo fato de que, durante o deslizamento, o geossintético superior é submetido a um contato contínuo com o inferior, porém o mesmo não acontece com esse último. Assim, para cada configuração, a deformação acumulada na superfície do elemento ativo (que desliza) é diferente daquela acumulada na superfície do elemento passivo (sobre o qual se dá o deslizamento), de modo que o atrito seria, portanto, mobilizado de forma diferente em cada caso. O processo de mobilização inicial do deslocamento relativo, representado pelo parâmetro de atrito  $\phi_o$ , é praticamente independente da posição relativa em quase todos os sistemas estudados.

### 8.1.3 Trabalho experimental sobre a resistência ao cisalhamento de interfaces do tipo solo compactado-geossintético

Por meio desse programa de pesquisa, constatou-se a possibilidade de se diferenciar os comportamentos resistentes de diferentes interfaces do tipo solo compactado-geossintético submetidas a baixa tensão normal utilizando-se o equipamento plano inclinado. Diferentemente das condições de derivação do parâmetro de atrito  $\phi_o$ , o parâmetro  $\phi_{50}$  geralmente não se ajusta às condições estáticas, sendo a sua determinação não justificável teoricamente. Adicionalmente, visto que  $\beta_{50} > \beta_o$ , o valor de  $\phi_{50}$  superestima o valor de  $\phi_o$ , o qual corresponde de fato ao início do deslizamento. Consequentemente, a avaliação da resistência de interface de barreiras compostas usando o parâmetro  $\phi_{50}$  pode não ser um procedimento seguro no caso de deslizamento do tipo gradual, pois neste caso  $\tan \phi_{50} > \tan \phi_o$ .  $\phi^{dyn}$  é um parâmetro de atrito relevante e que deve ser considerado em projeto. Ele é sistematicamente menor que  $\phi_{50}$ , sendo isto uma possível explicação de algumas rupturas observadas em obras. Nota-se que a forma do diagrama  $\delta(\beta)$  é instrutiva e a diferença entre os deslizamentos do tipo gradual e brusco pode ser facilmente correlacionada ao intervalo entre  $\phi_o$  e  $\phi^{dyn}$ . Para todas as

interfaces ensaiadas, o atrito decresce significativamente quando a tensão normal (ou seja, a espessura da camada de cobertura) aumenta.

Para as condições específicas dos nossos ensaios (tipos de geotêxteis, tipo e grau de compactação do solo), os ensaios realizados para a interface solo-geotêxtil mostraram um ângulo de atrito superior àquele da interface solo-solo. Para estas condições, no caso de deslizamento de uma camada de cobertura sobre uma interface geotêxtil, os resultados nos permitiram concluir que o deslizamento se produziria dentro da camada de solo e não sobre o geotêxtil. Para fins de comparação, quando se dispôs de uma interface lisa proporcionada por uma geomembrana de PEAD, o atrito de interface se mostrou inferior àquele do solo, e o deslizamento se produziu sobre a interface solo-geomembrana e não no interior da camada de solo. Estas constatações acenam para uma discussão quanto à necessidade de emprego de geotêxteis de reforço segundo os métodos construtivos tradicionais, ou seja, quanto à necessidade de reforço dessa interface suposta crítica. O posicionamento de um geotêxtil rugoso (com uma resistência à tração apropriada) na parte média da camada de solo pode ser mais eficiente, visto que, por um lado, o atrito aumentaria com a redução da tensão normal, e por outro, o potencial de ruptura do solo seria reduzido pela redistribuição das tensões no geotêxtil. Ressalta-se, porém, que pesquisa deve ser empreendida para se avaliar a eficiência dessa proposição construtiva.

#### **8.1.4 Trabalho experimental sobre a resistência ao cisalhamento de interfaces GCL**

Interfaces compostas por GCLs foram estudadas com o propósito de se avaliar a influência sobre o seu comportamento resistente de fatores tais como grau de hidratação da bentonita, ciclos de secagem-umedecimento, escoamento de água na interface, umedecimento superficial e tipo de geotêxtil de contato. Para os ensaios de interface do tipo Geomembrana-GCL, constata-se que o processo de extrusão da bentonita devido ao carregamento aplicado aparenta reger o comportamento de interface, sendo a resistência mobilizada reduzida quando da lubrificação adicional dessa bentonita pela água de escoamento interfacial. A dessecação do GCL, e particularmente de sua componente bentonita superficial, aumenta a resistência do sistema, porém o escoamento de água sobre essa interface dessecada conduz o sistema à mesma resistência correspondente à condição original hidratada do GCL anterior à dessecação. Essas constatações se aplicam tanto às interfaces com geomembranas de PEAD lisas, quanto àquelas com geomembranas de PVC lisas aqui estudadas. Nas interfaces do tipo GCL-Geossintéticos de drenagem, foi visto que a resistência mobilizada mostrou-se fortemente dependente da estrutura do dispositivo de drenagem, do tipo de geotêxtil de contato e da consistência da componente bentonita do GCL. Para o geossintético de drenagem planar (georrede), nota-se que o estado de umidificação superficial afeta a resistência mobilizada durante a fase de instalação. Na presença do geossintético de drenagem tridimensional (geoespaçador), nota-se que o comportamento resistente é fortemente regido pelo caráter intrusivo de suas protuberâncias superficiais, principalmente quando a componente bentonita do GCL atinge uma consistência plástica. Esse comportamento é realçado quando uma interface geotêxtil mais rígida é ensaiada, inibindo esse processo de intrusão e, conseqüentemente, demandando um menor esforço tangencial para que a resistência ao deslizamento seja vencida. Para as interfaces GCL-Geossintéticos de drenagem e para as condições dos ensaios, não foi constatada nenhuma extrusão de bentonita sobre a interface que pudesse interferir no comportamento resistente estudado.

## **8.2 Perspectivas e sugestões de trabalhos futuros**

A medida da permeabilidade a gás de GCLs mediante o emprego do método de queda de pressão demanda pesquisas adicionais. Neste caso, estas pesquisas devem ser estendidas com o propósito de se estudar o efeito das principais variáveis que podem intervir no mecanismo de fluxo gasoso, a saber, a magnitude da tensão confinante, a estrutura do GCL (reforçado ou não reforçado), a hidratação sob confinamento, a deformação de tração, a incidência de ciclos de umedecimento-secagem, a presença de uma camada granular sobrejacente ao GCL e a presença de furos na geomembrana em um revestimento composto do tipo Geomembrana-GCL. Como todas essas variáveis já foram estudadas segundo o método convencional de medida da permeabilidade a gás via regime de fluxo permanente, as pesquisas acima podem servir para reforçar a validade do método de queda de pressão como alternativa viável no estudo do fluxo gasoso destas barreiras. O método aqui aplicado aos GCLs pode perfeitamente ser estendido ao estudo da permeabilidade a gás de outras barreiras minerais empregadas em camadas de cobertura de aterros sanitários, tais como mistura solo-bentonita e argila compactada.

O estudo de resistência de interface de sistemas solo compactado-geossintético deve ser igualmente aprofundado. Outros tipos de geotêxteis (de reforço ou não), outros tipos de solo e outros graus de compactação devem ser considerados com o propósito de se chegar a respostas mais conclusivas quanto aos mecanismos que envolvem a ruptura de camadas de cobertura de aterros sanitários. Os resultados de ensaios de laboratório realizados em pequena escala devem ser obviamente acompanhados de ensaios de campo em grandes dimensões representativos do fenômeno estudado. As informações oriundas dessas pesquisas podem ser úteis aos fabricantes na concepção das mantas de reforço do solo, assim como aos projetistas na definição do método construtivo mais adequado ao mecanismo de ruptura identificado. A suposição de que o posicionamento da manta de reforço no interior da camada de solo seria capaz de aumentar a estabilidade do sistema merece um interesse particular. Nesse mesmo contexto, o estudo de misturas solo-fibras compactadas também parece ser pertinente.

**REFERENCES      BIBLIOGRAPHIQUES      (REFERÊNCIAS  
BIBLIOGRÁFICAS)**

---

- Adu-Wusu, C., Yanful, E. K., Lanteigne, L. & O’Kane, M. (2007). Prediction of the water balance of two soil cover systems. *Geotech. Geol. Eng.* 25, 215–237.
- Akpinara, M. V. & Bensonb, C. H. (2005). Effect of temperature on shear strength of two geomembrane–geotextile interfaces. *Geotextiles and Geomembranes* 23, Technical Note, 443–453.
- Al Nassar, M. & Didier, G. (2002). Water or gas flow through geosynthetic clay liners overlaps. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (541-544).*
- Alexiew, D., Kirschner, R. & Berkhout, H. (1995). On the slope stability of landfill capping seals using GCLs. *Geosynthetic Clay Liners*, Koerner, R.M., Gartung, E. & Zanzinger, H., Editors, Balkema, Rotterdam, pp. 151-158.
- Alexiew, N. (1999). Neue Perspektiven für Geosynthetische Tondichtungsbahnen durch Verwendung von Calcium-Bentonit, 6. Informations- und Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik, München, German.
- Alexiew, N. (2000). New perspectives for geosynthetic clay liners using calcium bentonite. *Proceedings II Europ. Geosynthetics Conference, Bologna, October 2000, 707-712.*
- Alzaydi, A. A. & Moore, C.A. (1978). Combined pressure and diffusional transition region flow of gases in porous media. *Am. Inst. Chem. Eng. J.*, 24 (1), 35-43.
- ASTM D 5321. Standard Test Method for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynthetic and Geosynthetic Friction by the Direct Shear Method. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D 6243. Standard Test Method for Determining the Internal and Interface Shear Resistance of Geosynthetic Clay Liner by the Direct Shear Method. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D4439-02 (2002). Standard Terminology for Geosynthetics, American Society for Testing and Materials, 5 pg.
- Aubertin, M., Achib, M. & Authier, K. (2000). Evaluation of diffusive gas flux through covers with a GCL. *Geotextiles and Geomembranes*, 18, 215-233, Elsevier.

- Baehr, A.L. & Hult, M.F. (1991). Evaluation of unsaturated zone air permeability through pneumatic tests. *Water Resour. Res.*, 27(10), 2605-2617.
- Barral, C. (2005). Contribution a l'étude du couplage hydro-mécanique dans les couvertures de centres de stockage de déchets. Mémoire de fin de stage. Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 35 pages.
- Barroso, M., Touze-Foltz, N., von Maubeuge, K. & Pierson, P. (2006). Laboratory investigation of flow rate through composite liners consisting of a geomembrane, a GCL and a soil liner. *Geotextiles and Geomembranes* 24, 139–155.
- Bear, J. (1972). *Dynamics of Fluids in Porous Media*. Dover Publications Inc., Paris, 764 p.
- Benson, C. H., Jo, H. Y. & Abichou, T. (2004). Forensic analysis of excessive leakage from lagoons lined with a composite GCL. *Geosynthetics International*, 11, No. 3, 242–252
- Bergado, D.T., Ramana, G.V., Sia, H.I. & Varun. (2006). Evaluation of interface shear strength of composite liner system and stability analysis for a landfill lining system in Thailand. *Geotextiles and Geomembranes* 24, 371–393.
- Blümel, W., Müller-Kirchenbauer, A., Reuter, E., Ehrenberg, H. e von Maubeuge, K. (2002). Performance of geosynthetic clay liners in lysimeters. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (287-294).
- Bouazza, A. & Pump, W. (1997). Settlement and the design of municipal solid waste landfills. *Proceedings 1st ANZ Conference on Environmental Geotechnics*, Melbourne, 339-344.
- Bouazza, A. & Vangpaisal, T. (2002). An apparatus to measure gas permeability of geosynthetic clay Liners. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM (accepted for publication).
- Bouazza, A. & Vangpaisal, T. (2003). An apparatus to measure gas permeability of geosynthetic clay liners. *Geotextiles and Geomembranes*, 21 (85-101), Elsevier.
- Bouazza, A. & Vangpaisal, T. (2004). Effect of straining on gas advective flow of a needle-punched GCL. *Geosynthetics International*, 11 (4), 287-295.
- Bouazza, A. & Vangpaisal, T. (2006). Laboratory investigation of gas leakage rate through a GM/GCL composite liner due to a circular defect in the geomembrana. *Geotextiles and Geomembranes* 24, 110–115.
- Bouazza, A. & Vangpaisal, T. (2007). Gas permeability of GCLs: effect of poor distribution of needle-punched fibres. *Geosynthetics International* , 14 (4 ), 248-252.
- Bouazza, A. (2002). Geosynthetic clay liners. *Geotextiles and Geomembranes*, 20 (3-17), Elsevier.

- Bouazza, A., Jefferis, S. & Vangpaisal, T. (2007). Investigation of the effects and degree of calcium exchange on the Atterberg limits and swelling of geosynthetic clay liners when subjected to wet–dry cycles. *Geotextiles and Geomembranes* 25, 170–185.
- Bouazza, A., Vangpaisal, T. & Rahman, F. (2002b). Gas migration through needle punched geosynthetic clay liners. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (165-176).
- Bouazza, A., Zornberg, J. G. & Adam, D. (2002a). Geosynthetics in waste containment facilities: recent advances. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds)*, vol 2 (445-507).
- Bowders, J.J., Bouazza, A., Loehr, E. & Russel, M. (2000). Settlement of municipal solid waste landfills. Creation of a New Geoenvironment, Fourth Kansai Geotechnical Forum, Japanese Geotechnical Society, 101-106.
- Brace, W.F., Walsh, J.B. & Frangos, W.J. (1968). Permeability of granite under high pressure. *Journal of Geophysical research*, 73(6), 2225-2236.
- Bressi, G., Zinesi, M., Montanelli, F. & Rimoldi, P. (1995). The slope stability of GCL layers in geosynthetic lining system. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Symposium on Landfills, Cagliari*, Vol. 1, pp 595-610.
- Briançon, L., Girard, H. & Poulain, D. (2002). Slope stability of lining systems—experimental modeling of friction at geosynthetic interfaces. *Geotextiles and Geomembranes* 20, 147–172.
- Brusseau, M.L. (1991). Transport of organic chemicals by gas advection in structured or heterogeneous porous media : developement of a model and application to column experiments. *Water Resour. Res.*, 27 (12), 3189-3199.
- Bueno, B.S., Vilar, O.M., Palma, S.L. & Pimentel, V.E. (2002). Laboratory studies for the development of a GCL. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (365-370).
- Byrne, R.J. (1994). Design issues with strain-softening interfaces in landfill liners. *Proceedings, Waste Tech '94, Charleston, SC*, pp.1-26.
- Byström, J., Overmann, L.K. & Ericsson, L. O. (1996). Geosynthetic Containment Beneath Stockholm-Arlanda Airport. *Geotextiles and Geomembranes*, 14 (201-205), Elsevier.
- Carrera, J. & Neuman, S.P. (1986). Estimation of aquifer parameters under transient and steady state conditions: maximum likelihood method incorporating prior information. *Water Resour. Res.*, 22, 199-210.

- Carson, D. A. (1995). US EPA experiences with geosynthetic clay liners. *Geosynthetic Clay Liners - Proceedings of an International Symposium, Nurnberg-Gerrmany* - Koerner, Gartung & Zanzinger (eds) (17-28).
- Cazaux, D. & Didier, G. (2000). Field evaluation of hydraulic performances of geosynthetic clay liners by small and large-scale tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 18 (163-178), Elsevier.
- Chen, Y-M., Ke, H. & Wang, T-R. (2002). Compression Characteristics of Municipal Solid Waste and Application of Geosynthetics on a Landfill in China. *Geosynthetics - 7 ICG - Delmas, Gourc & Girard (eds) © 2002 Swets & Zeitlinger*.
- Chiu, P. & Fox, P. J. (2004). Internal and interface shear strengths of unreinforced and needle-punched geosynthetic clay liners. *Geosynthetics International*, 11, No. 3, 176–199
- Chiu, P. (2002). Internal and Interface Shear Strengths of Geosynthetic Clay Liners. MS Thesis, Departement of Civil & Environmental Engineering, University of California, Los Angeles, CA, 259 pp.
- Daniel, D.E. & Koerner, R.M. (1993). Cover systems. *Geotechnical practice for waste disposal*. D.E. Daniel, ed. Chapman & Hall Ltda. London, England, 455-496.
- Daniel, D.E., Shan, H.Y. & Anderson, J. (1993). Effects of partial wetting on strength and hydrocarbon permeability of a geosynthetic clay liner. *Proc. Geosynthetics '93*. Vancouver, British Columbia, Canada, 1483-1496.
- Davies, P.L. & Legge, K.R. (2002a). Geosynthetic clay liners in developing countries: an African perspective. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 4* (1473-1476).
- Davies, P.L. & Legge, K.R. (2002b). Use and abuse of geosynthetic clay liners (GCLs) in South Africa. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (21-29)*.
- De, A. & Zimmie, T.F. (1998). "Estimation of Dynamic Interfacial Properties of Geosynthetics", *Geosynthetics International*, Vol. 5, Nos. 1-2, pp. 17-39.
- DeJong, J.T. & Westgate, Z.J. (2005). Role of overconsolidation on sand–geomembrane interface response and material damage evolution. *Geotextiles and Geomembranes* 23, 486–512.
- Della Porta, C. & Tresso, G. (2002). Geosynthetic Clay Liners: how different solutions interact with hydraulic and colloidal properties of bentonite of GCLs. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2* (809-812).
- Dickinson, S. & Brachman, R.W.I. (2006). Deformations of a geosynthetic clay liner beneath a geomembrane wrinkle and coarse gravel. *Geotextiles and Geomembranes* 24, 285–298.

- Didier, G. & Al Nassar, M. (2002). Hydraulic performance of geosynthetic clay liners some French laboratory test methods. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (249-263).*
- Didier, G., Bouazza, A. & Cazaux, D. (2000). Gas permeability of geosynthetic clay liners. *Geotextiles and Geomembranes*, 18 (235-250), Elsevier.
- Dixon, N., Jones, D. R. V. & Fowmes, G. J. (2006). Interface shear strength variability and its use in reliability-based landfill stability analysis. *Geosynthetics International*. Volume: 13. Issue: 1. Page(s): 1-14.
- Dobras, T. & Elzea, J. (1993). In-Situ Soda Ash Treatment for Contaminated Geosynthetic Clay Liners, *Geosynthetics '93 – Proceedings*. Vancouver, Canada: 1145 ff.
- Dourado, K.A. (2003). Condutividade hidráulica de materiais de baixa permeabilidade: desenvolvimento, construção e teste de um sistema de medida. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 96 p.
- Dove, J.E. & Frost, J.D. (1996). A method for measuring geomembrane surface roughness. *Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 3, pp. 369-392.
- Dove, J.E. & Frost, J.D. (1999). Peak friction behavior of smooth geomembrane-particle interfaces. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125, No. 7, 544-555.
- Dove, J.E., Bents, D.D., Wang, J. & Gao, B. (2006). Particle-scale surface interactions of non-dilative interface systems. *Geotextiles and Geomembranes*, 24, pp. 156-168.
- Dove, J.E., Frost, J.D. & Dove, P.M. (1996). "Geomembrane Microtopography by Atomic Force Microscopy", *Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 2, pp. 227-245.
- Edil, T., Ranguette, V. & Wuellner, W. (1990). Settlement of Municipal Refuse. *Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice*, STP 1070, A. Landva and G. Knowles, Eds., ASTM, 225-239.
- Egloffstein T. (1994). Properties and test methods to assess bentonite used in geosynthetic clay liners. In: Koerner RM, Gartung E, Zanzinger H, editors. *Geosynthetic clay liners*. Rotterdam, Netherlands: AA Balkema. p 51-72.
- Egloffstein, T. (1997). Geosynthetic clay liners, part six: ion exchange, *Geotechnical Fabrics Report*, June/July 1997.



- Egloffstein, T. (2000). Der Einfluss des Ionenaustausches auf die Dichtwirkung von GTD in Oberflächenabdichtungen von Deponien, ICP Eigenverlag Bauen und Umwelt, Band 3, Karlsruhe, in German.
- Egloffstein, T. A., von Maubeuge, K. & Reuter, E. (2002). Application of GCLs in contact with leachates or chemical solutions. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (813-818).*
- Egloffstein, T.A. (2001). Natural bentonites - influence of the ion exchange and partial desiccation on permeability and self-healing capacity of bentonites used in GCLs. *Geotextiles and Geomembranes*, 19 (427-444), Elsevier.
- Egloffstein, T.A. (2002). Bentonite as sealing material in geosynthetic clay liners – Influence of the electrolytic concentration, the ion exchange and ion exchange with simultaneous partial desiccation on permeability. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (141-153).*
- Eichenauer, T. & Reither, P. (2002). Comparison of different shear tests for GCLs and the use of these data in design. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (119-125).*
- Eichenauer, T. & Reither, P. (2002). Comparison of different shear tests for GCBs and the use of these data in design. *Clay Geosynthetic Barriers*, Nuremberg, April 2002, 119-125.
- Eid, H. T. (2002). Interactive shear strength behavior of landfill composite liner system components; *Geosynthetics - 7 ICG - Delmas, Gourc & Girard (eds) © 2002 Swets & Zeitlinger.*
- Eid, H.T. & Stark, T.D., 1997, “Shear Behavior of an Unreinforced Geosynthetic Clay Liner”, *Geosynthetics International*, Vol. 4, No. 6, pp. 645-659.
- Eid, H.T., Stark, T.D. & Doerfler, C.K. (1999). “Effect of Shear Displacement Rate on Internal Shear Strength of a Reinforced Geosynthetic Clay Liner”, *Geosynthetics International*, Vol. 6, No. 3, pp. 219-239.
- Erickson, R.B. & Thiel, R. (2002). Design and application of the geomembrane supported GCL in one-product and encapsulated composite liner systems. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (31-40).*
- Fairclough, C., McGill, P. & Webb, N. (2002). The affect of calcareous permeant on the hydraulic flux of four clay systems used in geosynthetic clay liners. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (819-822).*

- Falzon, J. (1997). Landfill gas : an Australian perspective. Proc. 6th Int. Landfill Symposium, Cagliari, Italy, 1, 487-496.
- Feki, N., Garcin, P., Faure, Y.H., Gourc, J.P. & Berroir, G. (1997). Shear strength of geosynthetic clay liner system. Proceedings, Geosynthetics'97, IFAI, Long Beach, CA, Vol. 2, pp. 899-912.
- Figuerola, R.A. & Stegman, R. 1991. Gas migration through natural liners. Proceedings, Sardinia '91, 3rd International Landfill Symposium, S. Margherita di Paula, Cagliari, Italy, 167-177.
- Filz, G.M., Esterhuizen, J.J.B. & Duncan, J.M. (2001). Progressive failure of liner waste impoundment. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127, No. 10, 841-848.
- Fishman, K.L. & Pal, S. (1994). Further Study of Geomembrane/Cohesive Soil Interface Shear Behavior. Geotextiles and Geomembranes 13, 571-590.
- Fitzsimmons, J.H. & Stark, T.D. (2002). Theoretical effect of bentonite migration on contaminant transport through GCLs. Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (757-760).
- Fleischer, P. & Heibaum, M. (2002). Installation of clay geosynthetic barriers under water – three years of experience. Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (41-48).
- Fleischer, P. (2002). Geosynthetic clay liners – first long time experience as an impermeable lining of a navigation canal. Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (823-826).
- Fleming, I.R., Sharma, J.S. & Jogib, M.B. (2006). Shear strength of geomembrane–soil interface under unsaturated conditions. Geotextiles and Geomembranes 24, 274–284.
- Fluet, J. E. (2002). Impermeable liner systems: myth or reality. Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (515-518).
- Fox, P. J. & Stark, T. D. (2004). State-of-the-art report: GCL shear strength and its measurement. Geosynthetics International, 11, No. 3, 141–175.
- Fox, P.J., De Battista, D.J & Chen, S.H. (1996). “Bearing Capacity of Geosynthetic Clay Liners for Cover Soils of Varying Particle Size”, Geosynthetics International, vol 3, No. 4, pp. 447-461.
- Fox, P.J., De Battista, D.J. & Mast, D.G. (2000). Hydraulic performance of geosynthetic clay liners under gravel cover soils. Geotextiles and Geomembranes, 18 (179-201), Elsevier.

- Fox, P.J., Olsta, J.T. & Chiu, P. (2002). Internal and interface shear strengths of needle-punched geosynthetic clay liners. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2* (667-670).
- Fox, P.J., Rowland, M.G. & Scheithe, J.R. (1998). Internal shear strength of three geosynthetic clay liners. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124, No. 10, 993-944.
- França, F.F., Dourado, K.A. & Vilar, O.M. (2007). Aspectos da expansão de geocompostos bentoníticos. *Geossintéticos '2007. V Simpósio Brasileiro de Geossintéticos*. Recife, PE.
- Frobel, R.K. (1996). Geosynthetic Clay Liners, Part Four: Interface and internal shear strength determination. *Geotechnical Fabrics Report*, 14 No. 8, 20-23.
- Frost, J.D. & Lee, S.W. (2001). "Microscale Study of Geomembrane-Geotextile Interactions", *Geosynthetics International*, Vol. 8, No. 6, pp. 577-597.
- Frost, J.D., Zettler, T.E., DeJong, J.T., Lee, S.W., & Kagbo, S. (2002). "Strain Induced Changes in Geomembrane Surface Topography", *Geosynthetics International*, Vol. 9, No. 1, pp. 21-40.
- Fuller, J.M. (1995). Landfill cap designs using geosynthetics clay liners. *Geosynthetics Clay Liners*, Koerner, R.M., Gartung, E & Zanzinger, H., Editors, Balkema, Rotterdam, pp. 129-140.
- Gaidi, L. & Alimi-Ichola, I. (2002). Study of the hydraulic behaviour of geosynthetic clay liners subjected to a leachate infiltration. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (233-246)*.
- Garbulewski, K. (1991). A Laboratory Assessment of the Interaction between Peat and Geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes* 10, 269-284.
- Garcin, P., Faure, Y.H., Gourc, J.P. & Purwanto, E. (1995). Behavior of geosynthetic clay liner (GCL): laboratory tests. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Symposium on Landfills, Cagliari*, Vol 1, pp. 347-358.
- Gavin, C-C. H. (2005). Comportement de géotextiles en protection de berges contre l'érosion : conteneurs et filtre sous enrochement , Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier (Grenoble I).
- Gilbert, R. B., Wright, S. G., Shields, M. K. & Obermeyer, J. E. (2004). Lowerbound shear strength for geosynthetic clay liners in base liners. *Geosynthetics International*, 11, No. 3, 200-211.

- Gilbert, R.B. & Byrne, R.J. (1996). Strain softening behavior of waste containment system interfaces. *Geosynthetics International*, 3, No. 2, 181-203.
- Gilbert, R.B. (2001). Peak vs. residual strength for waste containment systems. *Proceedings, GRI 15<sup>th</sup> Annual Geosynthetics Conference*, Houston, TX, pp. 29-39.
- Gilbert, R.B. and Byrne, R.J. (1996). "Strain-Softening Behavior of Waste Containment Interfaces", *Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 2, pp. 181-203.
- Gilbert, R.B., Fernandez, F & Horsfield, D.W. (1996). Shear strength of reinforced geosynthetic clay liner. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122, No. 4, 259-266.
- Giroud, J. P., Darrasse, J. & Bachus, R. C. (1993). Hyperbolic Expression for Soil-Geosynthetic or Geosynthetic-Geosynthetic Interface Shear Strength. *Geotextiles and Geomembranes* 12, 275-286.
- Giroud, J.P. & Beech, J.F. (1989). Stability of soil layers on geosynthetic lining system. *Geosynthetic '89 Conference IFAI*, San Diego, USA, pp. 35-46.
- Giroud, J.P. & Soderman, K.L. (2000). "Criterion for Acceptable Bentonite Loss From a GCL Incorporated Into a Liner System", *Geosynthetics International, Special Issue on Liquid Collection Systems*, Vol. 7, Nos. 4-6, pp. 529-581.
- Giroud, J.P., Thiel, R.S., Kavazanjian, E. & Lauro, F.J. (2002). Hydrated area of a bentonite layer encapsulated between two geomembranes. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds)*, vol 2 (827-832).
- Giroud, J.P., Williams, N.D. Pelte, T. & Beech, J.F. (1995). "Stability of Geosynthetic-Soil Layered Systems on Slopes", *Geosynthetics International*, Vol. 2, No. 6, pp. 1115-1148.
- Göbel, C., Lieberenz, K., Großmann, S. & Horstmann, J. (2002). Investigation on the use of geosynthetic clay liners (GCL) as sealing element in railway substructures. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (49-54).
- Gourc, J. P. & Reyes-Ramírez, R. (2004). Dynamics-based interpretation of the interface friction test at the inclined plane. *Geosynthetics International*. Volume: 11. Issue: 6. Page(s): 439-454.
- Gourc, J.P, Lalarakotoson, S., Muller-Rochholz, H. & Bronstein, Z. (1996). Friction measurement by direct shearing or tilting process: development of a European standard. *Proceedings, Eurogeo 1*, Maastricht, pp. 1039-1046.

- Gourc, J.P., Pitanga, H.N., Reyes-Ramirez, R. & Jarousseau, C. (2006). Questions raised regarding interpretation of inclined plane results for geosynthetic interfaces. 8<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan.
- Gourc, J.P., Reyes-Ramirez, R. & Villard, P. (2004). Assessment of Geosynthetic Interface Friction for Slope Barriers of Landfill. GeoAsia 2004.
- Gourc, J.P., Villard, P., Reyes Ramirez, R., Feki, N., Briancon, L. & Girard, H. (2001). Use of inclined test to assess stress mobilization of liner on slope. Proceedings International Symposium on Earth Reinforcement: Landmarks in Earth Reinforcement, Fukuoka: 201-205.
- Grantham, G., Latham, B. & Callen, G., (1997). Landfill contribution to “greenhouse gas emission”. Proc. 6th Int. Landfill Symposium, Cagliari, Italy, 1, 17-34.
- Grim, R.E. (1968). Clay Mineralogy. McGraw-Hill, New York, 384p.
- Hebeler, G.L., Frost, J.D., Myers, A.T. (2005). Quantifying hook and loop interaction in textured geomembrane–geotextile systems. Geotextiles and Geomembranes 23, 77–105.
- Heerten, G. & von Maubeuge, K. (1997). Auswirkungen von Wassergehaltsschwankungen in vernadelten Geosynthetischen Tondichtungsbahnen auf ihre Wirksamkeit als Dichtungselement, 5. Informations- und Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik, München, in German.
- Heerten, G. (2002). Geosynthetic clay liner performance in geotechnical applications. Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Garton (eds), pgs. (1-19).
- Heerten, G., Saathoff, F., Scheu, C. & von Maubeuge, K. P. (1995). On the Long Term Shear Behavior of Geosynthetic Clay Liners (GCLs) in Capping Sealing Systems. Geosynthetic Clay Liners - Proceedings of an International Symposium, Nurnberg-Germany - Koerner, Garton & Zanzinger (eds) (141-150).
- Hehner, A., Adam, P. & Viallon, L. (2002). An original and innovative solution for the renovation of valleys in the city of Grasse / Côte d’Azur, France by a geosynthetic clay liner. Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (615-618).
- Henken-Mellies, W.U., Zanzinger, H. & Garton, E. (2002a). Long-term field test of a clay geosynthetic barrier in a landfill cover system. Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Garton (eds), pgs. (303-309).
- Henken-Mellies, W.U., Zanzinger, H. & Garton, E. (2002b). Performance of GCL and drainage geocomposite in a landfill cover system. Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (833-836).

- Herold, C. (1997). Besondere Aspekte bei der Zulassung von Bentonitmatten für Oberflächen-Abdichtungssysteme von Deponien der Deponieklasse I (Particular aspects of the approval of geosynthetic clay liners for surface sealing systems at class I landfills); publication by LGA Bayern Grundbauinstitut. Vol. 76, published by LGA Bayern, 1997; 13 th Nuremberg Landfill Seminar, Geotechnische Fragen beim Bau neuer und bei der Sicherung alter Deponien (Geotechnical questions associated with the construction of new landfills and the securing of old sites).
- Heyer, D., Saathoff, F. & Zanzinger, H. (2002). German recommendations on geosynthetic clay liners (GCL) in geotechnics and hydraulic engineering applications. Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (381-385).
- Hillman, R.P. & Stark, T.D. (2001). "Shear Strength Characteristics of PVC Geomembrane-Geosynthetic Interfaces", Geosynthetics International, Vol. 8, No. 2, pp. 135-162.
- Hooton, J.D. & Wakeley, J.D. (1989). Influence of Test Conditions on the Water Permeability of Concrete in a Triaxial Cell. Materials Research Society Symposium, MRS Press, Pittsburgh.
- Hsieh, C. & Hsieh, M.-W. (2003). Load plate rigidity and scale effects on the frictional behavior of sand/geomembrane interfaces. Geotextiles and Geomembranes 21, 25–47.
- Hsieh, P.A., Tracy, J.V., Neuzil, C.E., Bredehoeft, J.D. & Silliman, S.E. (1981). A transient laboratory method for determining the hydraulic properties of "tight" rocks – I. Theory. International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics Abstract, 18, 245-252.
- Hsuan, Y.G. & Koerner, R.M. (1998). Antioxidant depletion lifetime in high density polyethylene geomembranes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 124(6), 532-541.
- Hsuan, Y.G. & Koerner, R.M. (2002). Durability and lifetime of polymer fibers with respect to reinforced geosynthetic clay barriers; i.e., reinforced GCLs. Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (73-86).
- Hsuan, Y.G. (2002). Approach to the study of durability of reinforcement fibers and yarns in geosynthetic clay liners. Geotextiles and Geomembranes, 20 (63-76), Elsevier.
- Hurst, P. & Rowe, R.K. (2006). Average bonding peel strength of geosynthetic clay liners after short-term exposure to water and jet fuel A-1. Technical note, Geotextiles and Geomembranes, 24, 58–63.

- Izadi, M.T. & Stephenson, R.W. (1992). Measurement of gas permeability through clay soils. Current practices in ground water and vadose zone investigations, ASTM STP 1118, Philadelphia, 3-20.
- J. Fox, P., Nye, C. J., Morrison, T. C., Hunter, J. G. & Olsta J. T. (2006). Large Dynamic Direct Shear Machine for Geosynthetic Clay Liners. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 29, No. 5.
- James, A., Fulterton, D. & Drake, R. (1997). Field performance of GCL under ion exchange conditions, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126 (1), 40-49.
- Jarre, P., Mezzalama, R. & Luridiana, A. (1997). Lessons to be learned from a fatal landfill gas explosion. *Proc. 6<sup>th</sup> Int. Landfill Symposium*, Cagliari, CISA, Italy, 497-506.
- Jessberger, H.L. & Stone, K.J.L. (1991). Subsidence effects on clay barriers. *Géotechnique*, 41 (2), 185-194.
- Jones, D.R.V. & Dixon, N. (2000). A comparison of geomembrane/geotextile interface shear strength by direct shear and ring shear. *Proceedings 2nd European Conference on Geosynthetics*, Bologna (2): 929-932.
- Kim, D. & Frost, J. D. (2007). Investigation of filament distribution at geotextile/ geomembrane interfaces. *Geosynthetics International*. Volume: 14. Issue: 3. Page(s): 128-140.
- Kjeldsen, P. & Fisher, E.V. (1995). Landfill gas migration – field investigations at Skellingsted landfill, Denmark. *Journal Waste Manag. Res.*, 13, 467-484.
- Koerner, G.R. & Koerner, R.M. (2002). Geomembrane leakage arising from broken needles with GCLs. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (209-217).
- Koerner, R. M. & Koerner, G. R. (2001). Geosynthetics design beyond factor of safety: risk assessment using probability of failure analysis. *Proceedings GRI-15, Hot Topics in Geosynthetics-II*, December 2001, Houston, TX, pp. 235–253.
- Koerner, R. M. & Soong, T.-Y. (2000). Stability assessment of ten large landfill failures. *Proceedings of GeoDenver 2000 Congress: Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 103, pp. 1–38.
- Koerner, R. M. & Soong, T.-Y. (2005). Analysis and design of veneer cover soils. *Geosynthetics International*. Volume: 12. Issue: 1. Page(s): 28-49.
- Koerner, R. M., Carson, D. A., Daniel, D. E. & Bonaparte, R. (1997). Current Status of the Cincinnati GCL Test Plots. *Geotextiles and Geomembranes* 15, 313 -340.
- Koerner, R.M. & Daniel, D.E. (1992). Better cover-ups. *Civil Engineering*, ASCE, 62(5), 55-57.

- Koerner, R.M. & Daniel, D.E. (1997). Final covers for solid waste landfill and abandoned pumps. ASCE Press, Reston, VA.
- Koerner, R.M. & Hwu, B-L. (1991). Stability and tension considerations regarding cover soils on geomembrana lined slopes. *Journal of Geotextiles and Geomembranes*, 10, No. 4, 335-355.
- Koerner, R.M. & Soong, T.-Y. (1998). Analysis and design of veneer cover soils. *Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics*, Atlanta, GA, Vol. 1, pp. 1-23.
- Koerner, R.M. (1998). *Designing with Geosynthetics*, 4<sup>th</sup> edn, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 761 pp.
- Koerner, R.M., Carson, D.A., Daniel, D.E. & Bonaparte, R. (1997). Current Status of the Cincinnati GCL Test Plots. *Geotextiles and Geomembranes*, 15 (313-340), Elsevier.
- Koerner, R.M., Soong, T.Y., Koerner, G.R. & Gontar, A. (2001). Creep testing and data extrapolation of reinforced GCLs. *Geotextiles and Geomembranes*, 19 (413-425), Elsevier.
- Kolstad, D. C., Benson, C. H., Edil, T. B. & Jo, H. Y. (2004). Hydraulic conductivity of a dense prehydrated GCL permeated with aggressive inorganic solutions. *Geosynthetics International*, 11, No. 3, 233–241.
- Krahn, T., Blatz, J., Alfaro, M. & Bathurst, R. J. (2007). Large-scale interface shear testing of sandbag dyke materials. *Geosynthetics International*. Volume: 14. Issue: 2. Page(s): 119-126.
- La Gatta, M.D., Boardman, B.T., Cooley, B.H. & Daniel, D.E. (1997). Geosynthetic clay liners subjected to differential settlement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engng.*, ASCE 123 (5), 402-410.
- Lake, C. B. & Rowe, R. K. (2004). Volatile organic compound diffusion and sorption coefficients for a needle-punched GCL. *Geosynthetics International*, 11, No. 4, 257–272.
- Lake, C. B. & Rowe, R. K. (2005). A comparative assessment of volatile organic compound (VOC) sorption to various types of potential GCL bentonites. *Geotextiles and Geomembranes*, 23, 323–347
- Lake, C.B. & Rowe, R.K. (2000a). Swelling characteristics of needlepunched, thermally treated geosynthetic clay liners. *Geotextiles and Geomembranes*, 18 (77-101), Elsevier.
- Lake, C.B. & Rowe, R.K. (2000b). Diffusion of sodium and chloride through geosynthetic clay liners. *Geotextiles and Geomembranes*, 18 (103-131), Elsevier.



- Lake, C.B. & Rowe, R.K. (2002). Migration of leachate constituents through a geosynthetic clay liner by diffusion. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (177-186).
- Lalarakotoson S., Villard, P., Gourc. J.P. (1999). Shear strength characterization of geosynthetic interfaces on inclined planes. *Geotechnical Testing Journal* Volume 22, Issue 4.
- Lalarakotoson, S. (1998). Les interfaces géosynthétiques sous faible confinement au plan incliné. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier - Grenoble I.
- Li, H., Jiao, J.J. & Luk, M. (2004). A falling-pressure method for measuring air permeability of asphalt in laboratory. *Journal of Hydrology*, 286, 69-77.
- Li, H.M., Bathurst, R.J. & Rowe, R.K. (2002). Use of GCLs to control migration of hydrocarbons in severe environmental conditions. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (187-197).
- Li, M.& Imaizumi, S. (2006). Finite element study on direct shear tests for multi-layered geosynthetic liners. *Geosynthetics International*. Volume: 13. Issue: 4. Page(s): 145-160.
- Li, M.-H. & Gilbert, R. B. (2006). Mechanism of post-peak strength reduction for textured geomembrane–nonwoven geotextile interfaces. *Geosynthetics International*. Volume: 13. Issue: 5. Page(s): 206-209.
- Lima, D. C. (2001). The role of geosynthetic testing data on geo-environmental engineering design considering geomembranes and geosynthetic clay liners: perspectives from brazilian and U.S. standards. Final Report, Postdoctoral Program. Villanova University. 198 pgs.
- Lin, W. (1977). Compressible Fluid Flow Through Rocks of Variable Permeability. Report UCRL-52304, Lawrence Livermore Laboratory, University of California, Livermore.
- Ling, H.I., Burke, C., Mohri, Y., & Matsushima, K. (2002). Shear strength parameters of soil-geosynthetic interfaces under low confining pressure using a tilting table. *Geosynthetics International*, Vol. 9, No. 4, pp. 373-380.
- Lopes, P.C., Lopes, M.L. & Lopes, M.P.(2001). “Shear Behaviour of Geosynthetics in the Inclined Plane Test – Influence of Soil Particle Size and Geosynthetic Structure”, *Geosynthetics International*, Vol. 8, No. 4, pp. 327-342.
- Lorenzetti, R. J., Bartelt-Hunt, S. L., Burns, S. E. & Smith, J. A. (2005). Hydraulic conductivities and effective diffusion coefficients of geosynthetic clay liners with organobentonite amendments. *Geotextiles and Geomembranes* 23, 385–400.

- Lucas, S.N. (2002). Manufacturing of and the performance of an integrally-formed, polypropylene coated geosynthetic clay barrier. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (227-232).
- Lydick, L.D. & Zagorski, G.A. (1991). Interface Friction of Geonets: A Literature Survey. *Geotextiles and Geomembranes* 10, 549-558.
- Mackey, R.E. (2002). Summary of clay geosynthetic barrier standards developed by the ASTM. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (371-379).
- Manassero, M., Benson, C. & Bouazza, A. (2000). Solid waste containment systems. *Proceedings International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Melbourne 1* (520-642).
- Markwardt, N. (2002). Modelling of the permeation through a landfill cap system including a geosynthetic clay liner with the modified HELP model. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (219-226).
- Marshall, R.W. (2002). The use of clay geosynthetic barriers within the UK regulatory framework. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (387-397).
- Masada, T., Mitchell, G. F., Sargand, S. M. & Shashikumar, B. (1994). Modified Direct Shear Study of Clay Liner-Geomembrane Interfaces Exposed to Landfill Leachate. *Geotextiles and Geomembranes* 13, 165-179.
- Massmann, J.W. (1989). Applying groundwater flow models in vapor extraction system design. *J. Environ. Eng.*, 115 (1), 129-149.
- Mazzieri, F. & Pasqualini, E. (2000). "Permeability of Damaged Geosynthetic Clay Liners", *Geosynthetics International*, Vol. 7, No. 2, pp. 101-118.
- McBean, E.A., Rovers, F.A. & Farquhar, G.J. (1995). *Solid waste landfill: Engineering and design*. Prentice-Hall PTR, Englewood Cliffs, N.J.
- McCartney, J.S., Zornberg, J.G. and Swan, R.H. (2002). Internal and Interface Shear Strength of Geosynthetic Clay Liners (GCLs). *Geotechnical Research Report*, Departement of CEAE, University of Colorado at Boulder, 471p.
- McCartney, J.S., Zornberg, J.G., Swan, R.H. Jr & Gilbert, R.B. (2004). Reliability-based stability analysis considering GCL shear strength variability. *Geosynthetics International*, 11, No.3, 212-232.
- Melchior, S. (1999). GTD als Elemente von Oberflächenabdichtungssystemen,. 15. Fachtagung des SKZ "Die sichere Deponie", Würzburg, in German. (apud Sporer e Gartung, 339).

- Melchior, S. (2002). Field studies and excavations of geosynthetic clay barriers in landfill covers. Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (321-330).
- Miles, W.J. (2002). Chemical, mineralogical and physical characterization of bentonite for geosynthetic liner applications. Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (129-140).
- Mitchell, J.K. (1993). Fundamental of soil behavior, 2<sup>nd</sup> Ed., Jonh Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y., 437 p.
- Mitchell, J.K., Seed, R.B. & Seed, H.B. (1990). Kettlemans hills waste landfill slope failure I: liner-system properties. Journal of Geotechnical Engineering, 116 (4), pp. 647-668.
- Moo-Young, H., Johnson, B., Johnson, A., Carson, D., Lew, C., Liu, S. and Hancock, K. (2004). Characterization of infiltration rates from landfills: supporting groundwater modeling efforts Environmental Monitoring and Assessment 96: 283–311, 2004. © 2004 Kluwer Academic Publishers. Printed in the Netherlands.
- Morfeldt, C. & Odemark, L. (2002). GM and GCL seal a dual-layer drainage system yielding an environmentally compatible “railway canal” foundation. Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (897-900).
- Narejo, D. B. (2003). A simple tilt table device to measure index friction angle of geosynthetics. Geotextiles and Geomembranes 21, 49–57.
- Narejo, D., Corcoran, G. & Zunker, R. (2002). An evaluation of geosynthetic clay liners to minimize geomembrane leakage caused by protrusions in subgrades and compacted clay liners. Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (61-70).
- Narejo, D.B. & Memon, G.Q. (1995). “Compatibility of Geosynthetic Clay Liners with Three Pennsylvania Municipal Solid Waste Leachates”, Geosynthetics International, Vol. 2, No. 5, pp. 889-892.
- Natsuka, I., Konami, T. & Nakamura, S. (2002). Estimation of performance of pre-hydrated geosynthetic clay liner for use in irrigation ponds. Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (837-840).
- Naue Fasertechnik (2003). Site [www.naue.com](http://www.naue.com)
- NBR 10004 (1987). Resíduos sólidos – classificação. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), setembro 1987.
- NBR 10703 (1989). Degradação do solo – Terminologia, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 45p.

- NBR 8419 (1992). Apresentação de projetos de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), abril 1992.
- Neuzil, C.E., Cooley, C., Silliman, S.E., Bredehoeft, J.D. & Hsieh, P.A. (1981). A transient laboratory method for determining the hydraulic properties of “tight” rocks – II. Application. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics Abstract*, 18, 253-258.
- Olinic, E., Dominijanni, A. & Manassero, M. (2002). Steady-state advective and diffusive pollutant transport through landfill barrier systems. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 4 (1577-1580).*
- Osicki, R. S., Fleming, I. R. & Haug, M. D. (2004). A Simple Compatibility Testing Protocol for Bentonite-Based Barrier Systems *Journal of ASTM International*, Vol. 1, No. 2
- Ouvry, J.F., Pecci, R. & Guyonnet, D. (2002). Equivalence calculations for barrier systems: an example. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (569-572).*
- Palmeira, E.M., Lima, Jr., N.R., & Mello, L.G.R. (2002). “Interaction Between Soils and Geosynthetic Layers in Large-Scale Ramp Tests”, *Geosynthetics International*, Vol. 9, No. 2, pp. 149-187.
- Pavlik, K.L. (1997). Corps of Engineers geosynthetic clay liner interface test program. *Proceedings, Geosynthetics '97, IFAI, Long Beach, CA, USA, Vol. 2, pp. 877-884.*
- Peggs, I.D. (2002). Two leak location surveys on geosynthetic clay liners. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (275-286).*
- Petrov, R. J. & Rowe, R. K. (1997). Geosynthetic clay liner (GCL) – chemical compatibility by hydraulic conductivity testing and factors impacting its performance. *Can. Geotech. J.* 34: 863–885.
- Pitanga, H. N. & Vilar, O. M. (2005). Caracterização preliminar do comportamento hidráulico de geocompostos bentoníticos destinados à composição de barreiras ambientais impermeabilizantes sob condições críticas específicas. In: *XI CBGE (Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia), 2005, Florianópolis, SC. XI CBGE, 2005.*
- Pitanga, H.N. & Vilar, O.M. (2007). Condutividade hidráulica de geocompostos bentoníticos permeados por etanol biocombustível. *Geossintéticos '2007. V Simpósio Brasileiro de Geossintéticos. Recife, PE.*
- Pommersheim, J. & Scheetz, B. (1989). Extension of Standard Methods for Measuring Permeabilities by Pressure Pulse Testing.

- Pr EN ISO 12957-2 (2001). Geosynthetic—Determination of friction characteristics, Part 2: Inclined Plane test. Brussels: European Committee for Standardization.
- Ranis, D. (1999). Ausgrabung mehrjährig verlegter Bentonitdichtungsmatten an Straben in Wassergewinnungsgebieten, 6. Informations- und Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik, München, in German.
- Rathmayer, H.G. (2002). Guidelines for environmental slope protection at infrastructure. Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (347-356).
- Rebello, K.M.W. (2003). Resistência de Interface entre geomembranas e solos através do ensaio de Ring Shear. Tese de Mestrado, ESSC-USP, 194 p.
- Reddy, K.R., Kosgi, S. & Motan, S. (1996). "Interface Shear Behavior of Landfill Composite Liner Systems: A Finite Element Analysis", *Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 2, pp. 247-275.
- Reither, P. & Eichenauer, T. (2002). Application of a newly developed double lining system. Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (55-60).
- Reuter, E. & Markwardt, N. (2002). Design of landfill cover lining systems with geosynthetic clay liners (GCLs). *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (573-578).*
- Reyes Ramirez, R. (2003). Nouveau regard sur l'essai au plan incliné, appliqué au frottement des interfaces géosynthétiques. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier (Grenoble I), 215 p.
- Reyes-Ramirez, R. & Gourc, J. P. (2003). Use of the inclined plane test in measuring geosynthetic interface friction relationship. *Geosynthetics International*. Volume: 10. Issue: 5. Page(s): 165-175.
- Richardson, G.N. (1997). GCL internal shear strength requirements. *Geotechnical Fabrics Report*, 15, No. 2, 20-25.
- Rocca, A.C.C. (1993). Resíduos Sólidos Industriais. 2. ed. rev. ampl. São Paulo, CETESB, 1993, 233p.
- Rowe R. K. & Orsini, C. (2003). Effect of GCL and subgrade type on internal erosion in GCLs under high gradients *Geotextiles and Geomembranes* 21, 1–24.
- Rowe, R. K. & Brachman, R. W. I. (2004). Assessment of equivalence of composite liners. *Geosynthetics International*, 11, No. 4, 273–286

- Rowe, R. K. (1998). Geosynthetics and the minimization of contaminant migration through barrier systems beneath solid waste: Keynote Lecture. Proceedings, 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, GA, USA, Vol. 1, pp. 27–102.
- Rowe, R. K., Hurst, P. & Mukunoki, T. (2005). Permeating partially hydrated GCLs with jet fuel at temperatures from -20oC and +20oC. *Geosynthetics International*, 12, No. 6, 333–343.
- Rowe, R. K., Mukunoki, T., Li, M. H. & Bathurst, R. J. (2004). Effect of Freeze-Thaw on the Permeation of Arctic Diesel Through a GCL *Journal of ASTM International*, Vol. 1, No. 2.
- Rowe, R. K., Orsini, C. & von Maubeuge, K. (2002). An examination of the potential for internal erosion of GCLs placed directly over a geonet. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds), vol 2 (791-794).*
- Rowe, R.K. & Orsini, C. (2002). Internal erosion of GCLs placed directly over fine gravel. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (199-207).*
- Rowe, R.K. & Sangam, H.P. (2002). Durability of HDPE geomembranes. *Geotextiles and Geomembranes* 20(2) (77-95).
- Rowe, R.K., Mukunoki, T., Bathurst, R.J., Rimala, S., Hursta, P. & Hansen, S. (2007). Performance of a geocomposite liner for containing Jet A-1 spill in an extreme environment. *Geotextiles and Geomembranes* 25, 68–77.
- Roy, D.M. (1988). Relationships Between Permeability, Porosity, Diffusion and Microstructure of Cement Pastes, Mortar and Concrete at Different Temperatures. *Materials Research Society Symposium, MRS Press, Pittsburgh.*
- Roy, D.M., Scheetz, B.E., Pommersheim, J. & Licastro, P.H. (1993). Development of transient permeability theory and apparatus for measurements of cimentitious materials. *Strategic Highway Research Program, NRC, Washington.*
- Russel, D., Jones, V. & Dixon, N. (1998). Shear strength properties of geomembrana/geotextile interfaces. *Geotextiles and Geomembranes* 16, 45-71.
- Sabatini, P. J., Griffin, L. M., Bonaparte, R., Espinoza, R. D. & Giroud, J. P. (2002). Reliability of state of practice for selection of shear strength parameters for waste containment system stability analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 20, No. 4, 241–262.
- Saidi, F., Touze-Foltz, N. & Goblet, P. (2006). 2D and 3D numerical modelling of flow through composite liners involving partially saturated GCLs. *Geosynthetics International*, 13, No. 6, 265–276.

- Seed, R.B. & Boulanger, R.W. (1991). Smooth HDPE-clay liner interface shear strengths: compaction effects. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 117, No. 4, 686-693.
- Seed, R.B., Mitchell, J.K. & Seed, H.B. (1990). Kettleman hills waste landfill slope failure II: stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116 (4), pp. 669-689.
- Selvadurai, A.P.S. & Carnaffan, P. (1997). A transient pressure pulse method for the measurement of permeability of a cement grout. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 24, 489-502.
- Shackelford, C.D., Benson, C.H., Katsumi, T., Edil, T.B. e Lin, L. (2000). Evaluating the hydraulic conductivity of GCLs permeated with non-standard liquids. *Geotextiles and Geomembranes*, 18 (133-161), Elsevier.
- Shallenberger, W.C. & Filz, G.M. (1996). Interface strength determination using a large displacement shear box. *Proceedings 2nd International Congress Environmental Geotechnics, Osaka*, 1:147-152.
- Shan, H.-Y. & Chen, R.-H. (2003). Effect of gravel subgrade on hydraulic performance of geosynthetic clay liner *Geotextiles and Geomembranes* 21, 339–354.
- Shan, H.-Y. & Lai, Y.-J. (2002). Effect of hydrating liquid on the hydraulic properties of geosynthetic clay liners *Geotextiles and Geomembranes* 20, 19–38.
- Shan, H.Y. & Yao, J.T. (2000). Measurement of air permeability of geosynthetic clay liners. *Geotextiles and Geomembranes*, 18 (251-261), Elsevier.
- Shelp, M.L. & Yanful, E.K. (2000). Oxygen diffusion coefficient of soils at high degrees of saturation. *Geotech. Test. J.*, 23(1), 36-44.
- Sia, A.H.I. & Dixon, N. (2007). Distribution and variability of interface shear strength and derived parameters. *Geotextiles and Geomembranes* 25, 139–154.
- Sivakumar Babu, G.L., Sporer, H., Zanzinger, H. & Gartung, E. (2002). Desiccation behaviour of selected geosynthetic clay liners. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (295-302).
- Sivakumar Babu, G.L., Sporer, H., Zanzinger, H., & Gartung, E. (2001). “Self-Healing Properties of Geosynthetic Clay Liners”, *Geosynthetics International*, Vol. 8, No. 5, pp. 461-470.
- Sjöholm, M.H. & Hämäläinen, J.H. (2002). Performance of a needle punched geosynthetic clay liner in groundwater protection on roads in cold climate. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (357-363).

- Smith, D., Pivonka, P., Jungnickel, C. & Fityus, S. (2004). Theoretical Analysis of Anion Exclusion and Diffusive Transport Through Platy-Clay Soils. *Transport in Porous Media* 57: 251–277. 2004 Kluwer Academic Publishers. Printed in the Netherlands
- Soltani, F. (1997). Étude de l'écoulement de gaz à travers les géosynthétiques bentonitiques utilisées en couverture des centres de stockage de déchets. These de Doctorat, INSA, Lyon, France.
- Soong, T.-Y. & Koerner, R. M. (1995). Seepage induced slope instability. *Proceedings Ninth Geosynthetic Research Institute Conference*, Philadelphia, PA, USA, December, 235–255.
- Southen, J.M. & Rowe, R. K. (2005). Modelling of thermally induced desiccation of geosynthetic clay liners. *Geotextiles and Geomembranes* 23, 425–442.
- Southen, J.M. & Rowe, R. K. (2007). Evaluation of the water retention curve for geosynthetic clay liners. *Geotextiles and Geomembranes* 25, 2–9.
- Southen, J.M. & Rowe, R.K. (2002). Desiccation behaviour of composite landfill lining systems under thermal gradients. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung* (eds), pgs. (311-319).
- Southen, J.M., Rowe, R.K. & von Maubeuge, K. P. (2002). Thermally-induced moisture movement beneath geosynthetic clay liners. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard* (eds), vol 2 (577-580).
- Sporer, H. & Gartung, E. (2002a). Examinations on the self-healing capacity of geosynthetic clay liners. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung* (eds), pgs. (331-338).
- Sporer, H. & Gartung, E. (2002b). Laboratory tests on desiccation of geosynthetic clay liners. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung* (eds), pgs. (331-338).
- Stark, T. D., Choi, H. & Akhtarshad, R. (2004). Occurrence and effect of bentonite migration in geosynthetic clay liners. *Geosynthetics International*, 11, No. 4, 296–310.
- Stark, T.D. & Choi, H. (2004). Peak versus residual interface strengths for landfill liner and cover design. *Geosynthetics International*, 11, No. 6, 491-498.
- Stark, T.D. & Eid, H.T. (1996). “Shear Behavior of Reinforced Geosynthetic Clay Liners”, *Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 6, pp. 771-786.
- Stark, T.D. & Poeppel, A.R. (1994). Landfill liner interface strengths from torsional-ring-shear tests. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120, No. 3, 597-615.
- Stark, T.D. (1999) Stability of waste containment facilities. *Proceedings Waste Tech '99*, National Solid Wastes association, Washington, D.C.



- Stark, T.D., Williamson, T.A. & Eid, H.T. (1996). HDPE geomembrana/geotextile interface shear strength. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122, No. 3, 197-203.
- Stief, K. (1995). On the equivalency of landfill liner systems – The state of discussions in Germany. *Geosynthetic Clay Liners - Proceedings of an International Symposium, Nurnberg-Germany - Koerner, Gartung & Zanzinger (eds) (3-16).*
- Stonestrom, D.A. & Rubin, J. (1989). Air permeability and trapped-air content in two soils. *Water Resour. Res.*, 25(9), 1959-1969.
- Swan Jr, R.H., Bonaparte, R. & Bachus, R.C. (1991). Effect of Soil Compaction Conditions on Geomembrane-Soil Interface Strength. *Geotextiles and Geomembranes* 10, 523-529.
- Takasumi, D.L., Green, K.R. & Holtz, R.D. (1991). Soil-geosynthetic interface strength characteristics: a review of state-of-the-art testing procedures. *Proceedings of Geosynthetics'91 Conference, Atlanta, GA, Vol. 1, pp.87-100.*
- Tan, S.A., Chew, S.H. & Wong, W.K. (1998). Sand-geotextile interface shear strength by torsional ring shear tests. *Geotextiles and Geomembranes* 16, pages 161-174.
- Thiel, R. (1999). Design of a gas pressure relief layer below a geomembrane cover to improve slope stability. *Proceedings Geosynthetics'99, Boston, IFAI, Roseville, Minn., 235-251.*
- Thiel, R.S. (1998). "Design Methodology for a Gas Pressure Relief Layer Below a Geomembrane Landfill Cover to Improve Slope Stability", *Geosynthetics International*, Vol. 5, No. 6, pp. 589-617.
- Thiel, R.T. (2001). Peak versus residual shear strength for landfill bottom liner stability analyses. *Proceedings 15<sup>th</sup> GRI Conference, Houston, pp.40-70.*
- Thies, M., Gerloff, C., Müller, W. & Seeger, S. (2002). Long-term shear testing of geosynthetic clay liners. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (97-104).*
- Thomas, R.W. (2002). Thermal oxidation of a polypropylene geotextile used in a geosynthetic clay liner. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds), pgs. (87-96).*
- Tisinger, L.G., Peggs, I.D. & Haxo, H.E. (1991). Chemical compatibility testing of geomembranes. *Geomembrane Identification & Performance Testing, Eds., A. Rollin and JM Rigo, Chapman Hall.*
- Touze-Foltz, N. & Barroso, M. (2006). Empirical equations for calculating the rate of liquid flow through GCL-geomembrane composite liners. *Geosynthetics International*, 13, No. 2, 73–82.

- Touze-Foltz, N., Darlot, O. & Barroso, M. (2002). Experimental investigation of the influence of the pre-hydration of GCLs on the leakage rates through composite liners. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (265-274).
- Touze-Foltz, N., Duquennoi, C. & Gage, E. (2006). Hydraulic and mechanical behavior of GCLs in contact with leachate as part of a composite liner. *Technical note, Geotextiles and Geomembranes* 24, 188–197.
- Trimmer, D. (1981). Design Criteria for Laboratory Measurements of Low Permeability Rocks. *Geoph. Res. Lett.*, 8(9), 973-975.
- Triplett, E.J. & Fox, P.J. (2001). Shear strength of HDPE geomembrana/geosynthetic clay liner interfaces. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127, No. 6, 543-552.
- Vaid, Y.P. & Rinne, N. (1995). "Geomembrane Coefficients of Interface Friction", *Geosynthetics International*, Vol. 2, No. 1, pp. 309-325.
- Vangpaisal, T. & Bouazza, A. (2004). Gas permeability of partially hydrated geosynthetic clay liners. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engng., ASCE* 130 (5), 93-102.
- Vangpaisal, T., Bouazza, A. & Kodikara, J. (2002). Gas permeability of a needle punched geosynthetic clay liner subjected to wetting and drying. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds)*, vol 2 (841-844).
- Vilar, O.M. (2003). Geossintéticos em aplicações ambientais. IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos-Geossintéticos'2003, Porto Alegre, Brasil, pp.203-218.
- Villard, P. (1996). Modelling of interface problems by the finite element method with considerable displacements. *Computers and Geotechnics*, 19 (1), 23-45.
- Villard, P., Gourc, J.P. & Feki, N. (1999). Analysis of geosynthetic lining systems (GLS) undergoing large deformations. *Geotextiles and Geomembranes*, 17, pp. 17-32.
- von Maubeuge, K. P. & Eberle, M. A. (1998). Can geosynthetic clay liners be used on slopes to achieve long-term stability? *Proceedings of the 3rd International Congress on Environmental Geotechnics, Lisbon, Vol. 1*, pp. 375–380.
- von Maubeuge, K.P. & Ehrenberg, H. (2000). Comparison of peel bond and shear tensile test methods for needlepunched geosynthetic clay liners. *Geotextiles and Geomembranes*, 18 (203-214), Elsevier.
- von Maubeuge, K.P. & Lucas, S.N. (2002). Peel and shear test comparison and geosynthetic clay liner shear strength correlation. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (105-110).

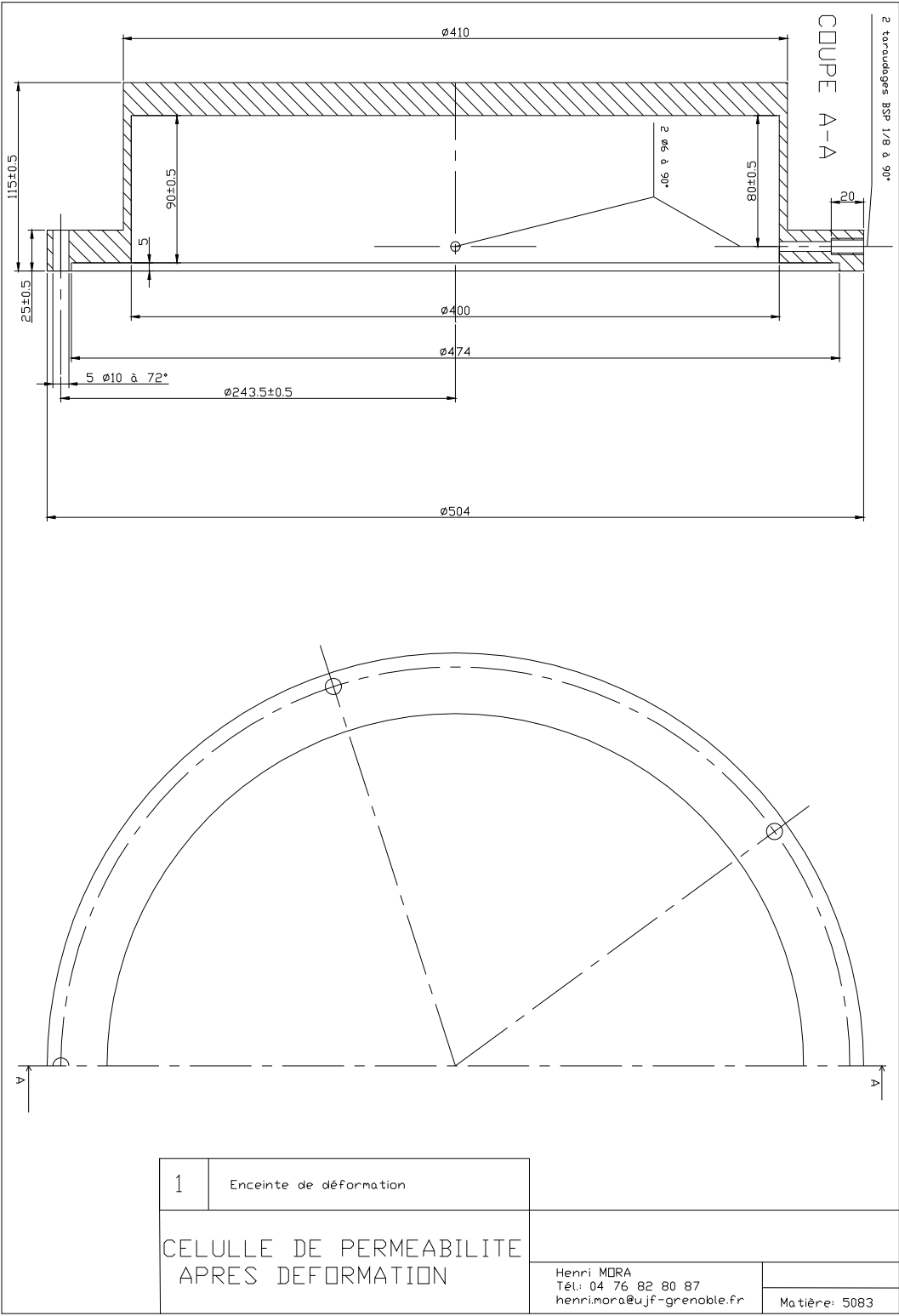
- von Maubeuge, K.P. (2002). Investigation of bentonite requirements for geosynthetic clay barriers. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (155-163).
- von Maubeuge, K.P., Witte, J. & Heibaum, M. (2000). Installation and monitoring of a geosynthetic clay liner as a canal liner in a major waterway. *Geotextiles and Geomembranes*, 18 (263-271), Elsevier.
- Wasti, Y. & Ozduzgun, Z. B. (2001). Geomembrane-geotextile interface shear properties as determined by inclined board and direct shear box tests. *Geotextiles and Geomembranes* 19, 45-57.
- Weiss, W., Siegmund, M. & Alexiew, D. (1995). Field performance of a geosynthetic clay liners landfill capping sustem under simulated waste subsidence. *Proc. Geosynthetics '95, IFAI, Nashville, TN, USA*, 641-654.
- Wiliams, G.M. & Aitkenhead, N. (1991). Lessons from Loscoe : the uncontrolled migration of landffil gas. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 24, 191-207.
- Wu, W., Wick, H., Ferstl, F.& Aschauer, F. (2007). A tilt table device for testing geosynthetic interfaces in centrifuge. *Geotextiles and Geomembranes (ARTICLE IN PRESS)*.
- XP P84-707 (2002). Géosynthétiques bentonitiques - Perméabilité aux gaz des géosynthétiques bentonitiques partiellement saturés. CFG-Comité Francês de Geossintéticos.
- Yanful, E.K. (1993). Oxygen diffusion through soil covers on sulphidic mine tailings. *J. Geotech. Eng.*, 119(8), 1207-1228.
- Yao, J.T. (1998). Air permeability of landffil cover barrier layer. MS Thesis, National Chiao Tung University, Taiwan, 51p.
- Yegian, M.K. & Kadakal, U. (1998). "Geosynthetic Interface Behavior Under Dynamic Loading", *Geosynthetics International*, Vol. 5, Nos. 1-2, pp. 1-16.
- Yegian, M.K. & Lahlaf, A.M. (1992). Discussion of 'Kettleman Hills waste landfill slope failure I: liner-system properties. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118, No.4, 643-645.
- Yi, C.T., Chan, D.H. & Scott, J.D. (1995). A large slipping finite element model for geosynthetics interface modeling. *Geosynthetics'95, IFAI, Nashville, Tennessee, USA, Vol.1*, pp. 93-104.
- Zabielska-Adamska, K. (2006). Shear strength parameters of compacted fly ash–HDPE geomembrane interfaces. *Geotextiles and Geomembranes* 24, 91–102.

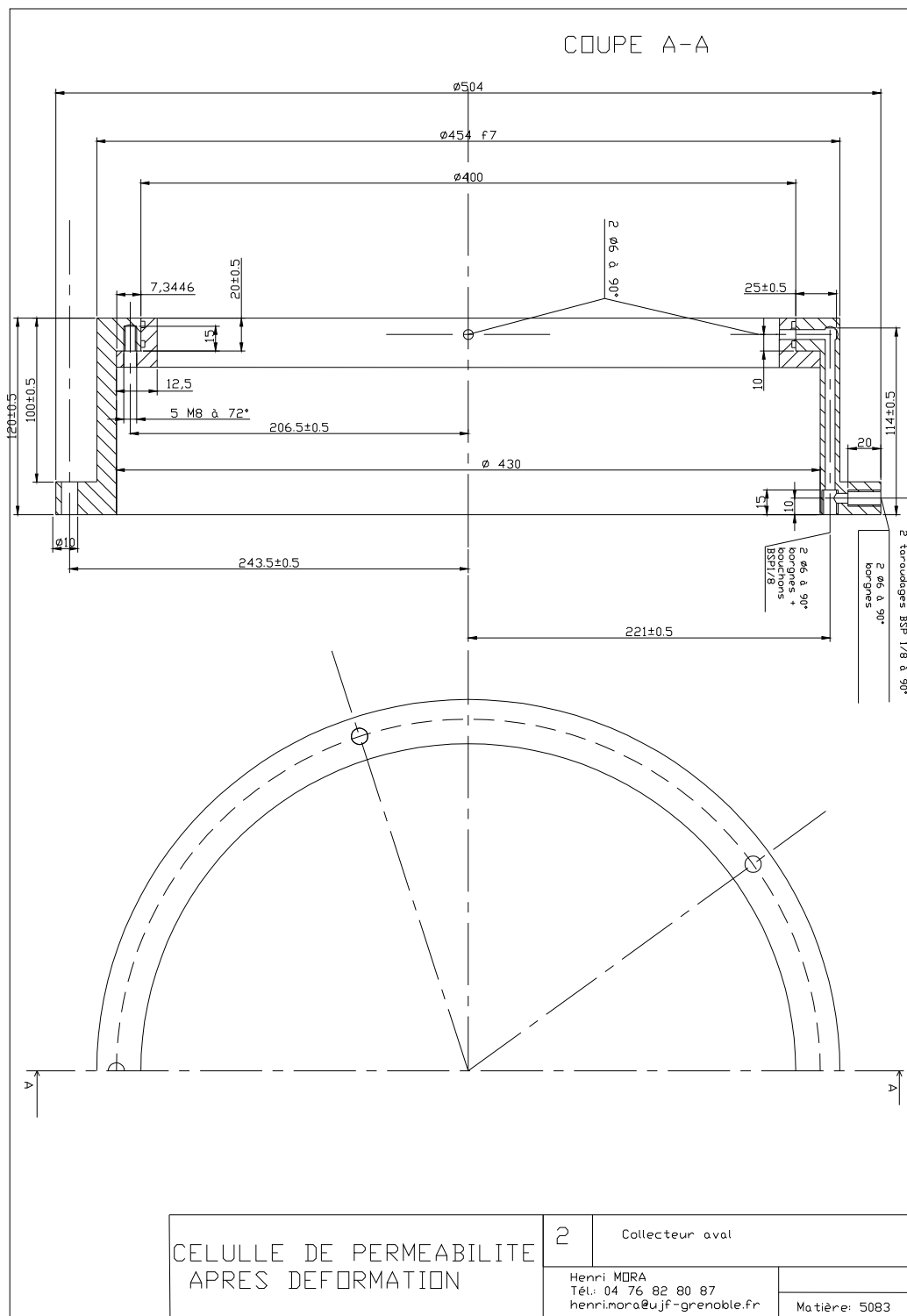
- Zanzinger, H. & Alexiew, N. (2002a). Long-term internal shear testing on clay geosynthetic barriers. *Clay Geosynthetic Barriers - Zanzinger, Koerner & Gartung (eds)*, pgs. (111-117).
- Zanzinger, H. & Alexiew, N. (2002b). New shear creep tests on stitch-bonded GCLs: important results. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds)*, vol 2 (845-848).
- Zelic, B.K., Znidarcic, D. & Kovacic, D. (2002). Shear strength testing on a GCL. *Geosynthetics – 7<sup>th</sup> ICG – Delmas, Gourc & Girard (eds)*, vol 4 (1329-1334).
- Zettler, T.E., Frost, J.D. & DeJong, J.T. (2000). "Shear-Induced Changes in Smooth HDPE Geomembrane Surface Topography", *Geosynthetics International*, Vol. 7, No. 3, pp. 243-267.
- Zornberg, J.G. & Christopher, B.R. (1999). *Geosynthetics*. Chapter 27, *The Handbook of Groundwater Engineering*, Jacques W. Delleur (Editor-in-Chief), CRC Press, Inc., Boca Raton, Florida.



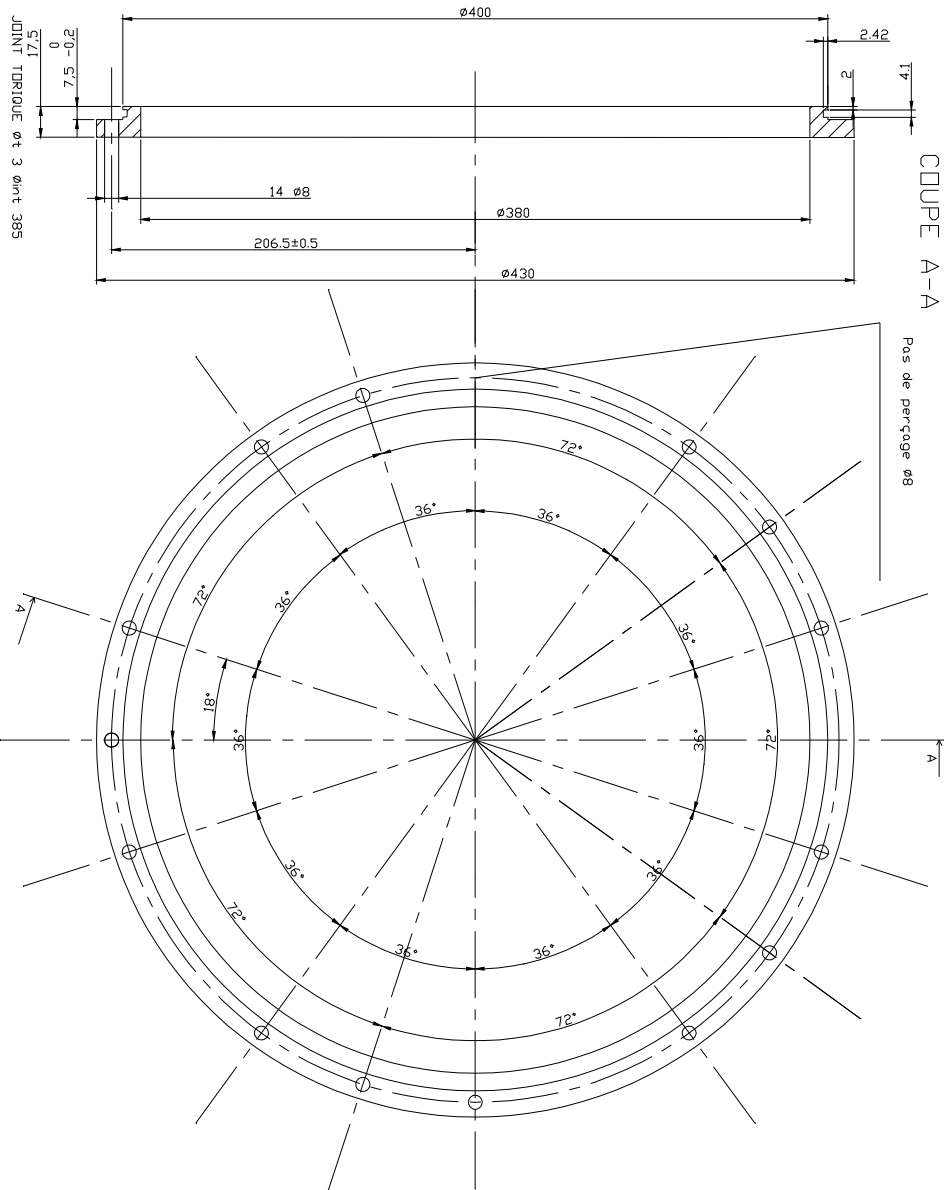
## APÊNDICE A

---





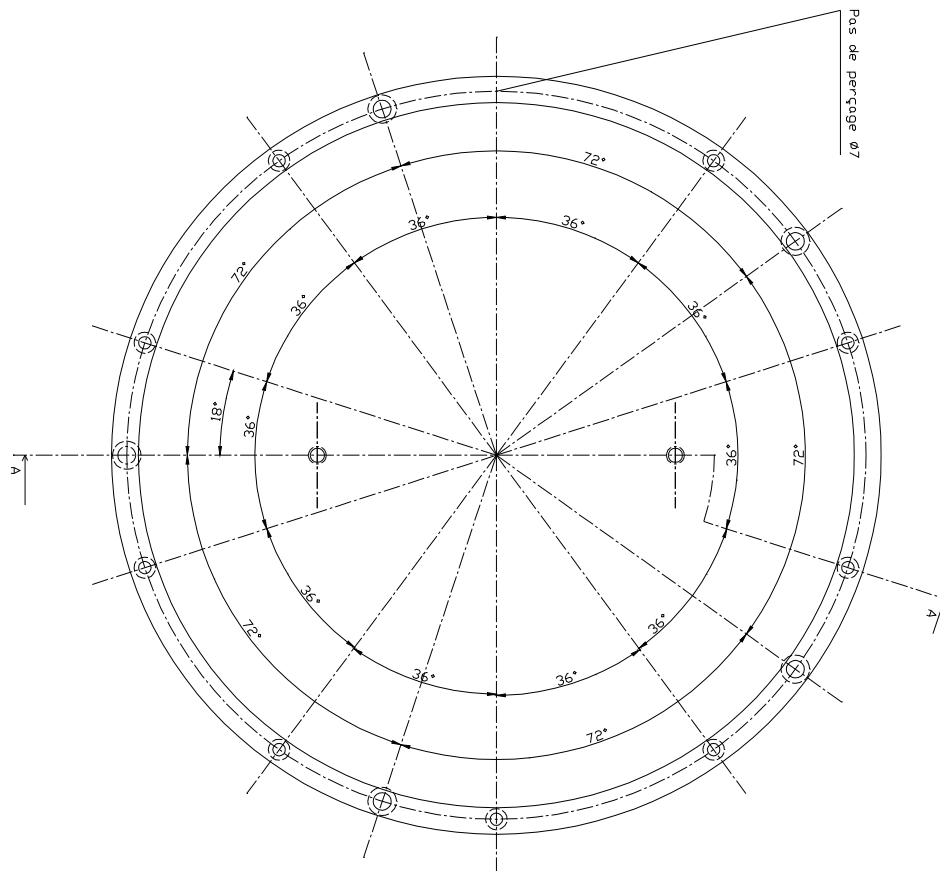




CELULE DE PERMEABILITE  
APRES DEFORMATION

2	Enceinte de pression (bague)
Henri MORA Tél.: 04 76 82 80 87 henri.mora@ujf-grenoble.fr	
Matière: inox	

Technical drawing of a shaft assembly. The drawing shows a shaft with a central section of length 200 mm, which is shaded with diagonal lines. The total length of the shaft is 430 mm. The central section has a diameter of 400 mm. The shaft is supported by bearings at both ends. The left bearing has a bore diameter of 16 mm and an outer diameter of 9 mm. The right bearing has a bore diameter of 7 mm and an outer diameter of 12 mm. The shaft is secured with two sets of lock washers (BSP 1/8) and lock nuts (BSP 1/8). The distance between the lock nuts is 206.5 ± 0.5 mm. The distance from the left lock nut to the center of the shaft is 100 mm. The distance from the right lock nut to the center of the shaft is 100 mm. The shaft has a total length of 430 mm. The central section has a diameter of 400 mm. The shaft is supported by bearings at both ends. The left bearing has a bore diameter of 16 mm and an outer diameter of 9 mm. The right bearing has a bore diameter of 7 mm and an outer diameter of 12 mm. The shaft is secured with two sets of lock washers (BSP 1/8) and lock nuts (BSP 1/8). The distance between the lock nuts is 206.5 ± 0.5 mm. The distance from the left lock nut to the center of the shaft is 100 mm. The distance from the right lock nut to the center of the shaft is 100 mm. The shaft has a total length of 430 mm.



3

Henri MORA  
Tél.: 04 76 82 80 87  
henri.mora@ujf-grenoble.fr

Ma ti è re: 5083



